



M 2016

CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2^a ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS COM SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EM PÓRTICO OU SISTEMAS MISTO PÓRTICO- PAREDE

HUGO FILIPE PINTO MORAIS

DISSERTAÇÃO DE MESTRADO APRESENTADA

À FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO EM

MIEC – MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL

CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS GLOBAIS DE 2ª ORDEM EM ESTRUTURAS DE EDIFÍCIOS COM SISTEMAS DE CONTRAVENTAMENTO EM PÓRTICO OU SISTEMAS MISTOS PÓRTICO-PAREDE

HUGO FILIPE PINTO MORAIS

Dissertação submetida para satisfação parcial dos requisitos do grau de
MESTRE EM ENGENHARIA CIVIL — ESPECIALIZAÇÃO EM ESTRUTURAS

Orientador: Professor Doutor Nelson Saraiva Vila Pouca

Coorientador: Engenheiro Nuno Daniel Mota Pinheiro

JULHO DE 2016

MESTRADO INTEGRADO EM ENGENHARIA CIVIL 2015/2016

DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL

Tel. +351-22-508 1901

Fax +351-22-5081446

✉ miec@fe.up.pt

Editado por

FACULDADE DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE DO PORTO

Rua Dr. Roberto Frias

4200-465 PORTO

Portugal

Tel. +351-22-508 1400

Fax +351-22-5081440

✉ feup@fe.up.pt

🌐 <http://www.fe.up.pt>

Reproduções parciais deste documento serão autorizadas na condição que seja mencionado o autor e feita referência a *Mestrado Integrado em Engenharia Civil - 2014/2015 - Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, Portugal, 2015*.

As opiniões e informações incluídas neste documento representam unicamente o ponto de vista do respetivo autor, não podendo o editor aceitar qualquer responsabilidade legal ou outra em relação a erros ou omissões que possam existir.

Este documento foi produzido a partir de versão eletrónica fornecida pelo respetivo Autor.

Aos meus pais

“A melhor forma de prever o futuro é criá-lo”.

Peter F. Drucker

AGRADECIMENTOS

Gostaria de expressar o meu sincero agradecimento a todos aqueles que, em diferentes momentos e por diversas razões, me acompanharam no meu percurso académico, em especial na realização do presente trabalho. De uma forma especial:

Ao Professor Doutor Nelson Vila Pouca, por todo o seu conhecimento, tempo e dedicação a este trabalho; a oportunidade que me deu de o realizar num gabinete de projetos, através FASE Estudos e Projetos S.A; todo apoio e confiança transmitidos ao longo do meu percurso académico, fazendo-me crescer não só como Engenheiro, mas também como pessoa.

Ao Engenheiro Nuno Pinheiro, por todo o apoio demonstrado ao longo deste trabalho, pela disponibilidade e paciência apresentada na partilha da sua experiência e conhecimento como engenheiro de estruturas.

À empresa FASE Estudos e Projetos S.A. pela possibilidade de realizar este trabalho num contexto empresarial, disponibilizando todos os meios necessários para a realização desta dissertação da melhor forma possível.

A toda a equipa da FASE Estudos e Projetos S.A., por todo o apoio demonstrado, pelo bom ambiente, que me proporcionaram, cheio de animação, por todas as experiências profissionais partilhadas, em especial, aos Engenheiros Adelino Alves, César Santos, Duarte Afonso e Raul Cruz, às Engenheiras Maria João Pinho, Maria João Silva, Marisa Ferreira e Graça Azevedo e ao Joaquim Faria.

Aos professores da Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto por toda a experiência e conhecimento partilhado ao longo dos últimos anos, em especial, ao Professores Doutores Miguel Castro, Rui Carneiro de Barros, Mário Pimentel, Miguel Ferraz e Pedro Costa.

À Adriana e ao Marrana, amigos e colegas de trabalho, por todo o conhecimento partilhado, por todos os bons e maus momentos, por partilharem “Aquela verdadeira amizade”.

A todos os meus amigos pelos bons momentos que passamos juntos nestes últimos anos, de uma forma particular, à Beatriz, à Filipa, à Mafalda e à Teresa.

A toda a equipa do NTIEC, por todos os momentos que passamos juntos, em especial ao João Nogueira pelo convite para participar neste grande projeto.

Por fim, a toda a minha família, em especial aos meus pais por me apoiarem ao longo dos últimos 5 anos e me darem todas as condições para concluir este percurso com sucesso.

RESUMO

A complexidade dos conceitos associados aos efeitos de segunda ordem tem conduzido a desenvolvimentos científicos e tecnológicos que permitem a sua consideração de uma forma mais rápida e rigorosa. Atualmente, diversos programas de cálculo estrutural apresentam a capacidade de elaborar análises não lineares que caracterizam, de forma mais realista, o comportamento das estruturas sujeitas a estes efeitos. No entanto, esta abordagem torna-se demasiado complexa e morosa para ser utilizada em projeto de estruturas. Desta forma, a regulamentação de análise e dimensionamento de estruturas, nomeadamente o Eurocódigo 2 (CEN 2010), apresenta duas metodologias simplificadas, baseadas numa curvatura e rigidez nominal.

A presente dissertação tem, como um dos principais objetivos, a aplicação do método da rigidez nominal, previsto no Eurocódigo 2 (CEN 2010), para considerar os efeitos globais de 2ª ordem no dimensionamento de edifícios de betão armado. Esta estratégia é adequada a este tipo de estruturas, uma vez que permite de uma forma integrada envolver todos os elementos estruturais com participação relevante na rigidez lateral do edifício. Para efetuar esta análise, é essencial conhecer a rigidez nominal de cada elemento e a carga que provoca instabilidade global da estrutura, normalmente designada por carga crítica ou carga de encurvadura. Neste âmbito, serão abordadas as implicações da obtenção da carga crítica através do programa de cálculo *SAP2000*, em relação ao cálculo analítico.

A avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios é condicionada pela rigidez lateral que estes apresentam. Assim, pretende-se, também, neste trabalho, abordar a influência do sistema de contraventamento em pórtico, misto pórtico-parede e parede através da análise de estruturas idealizadas para as quais existe um maior controlo dos resultados obtidos. O Eurocódigo 2 (CEN 2010) não indica claramente se os efeitos de segunda ordem devem ser considerados no modelo caracterizado por uma rigidez elástica ou nominal. Desta forma, elaborar-se-á um estudo para avaliar as implicações das duas considerações.

Consistiu ainda como um dos objetivos deste trabalho, aplicar as metodologias desenvolvidas a dois casos de estudo correspondentes a dois edifícios com características distintas cujos projetos foram realizados na empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A.

PALAVRAS-CHAVE: efeitos de segunda ordem, carga de encurvadura, estruturas de betão armado, rigidez nominal, sistemas de contraventamento.

ABSTRACT

The complexity of the concepts associated to second order effects led to scientific and technological developments that allow their consideration in a faster and more accurate way. Nowadays, structural analysis software is able to formulate non-linear analyses that characterize, almost realistically, the behaviour of structures subjected to these effects. However, this approach becomes too complex and slow to be used in structural projects. Thus, the regulation of analysis and design of structures, in particular Eurocode 2 (CEN 2010), presents two simplified methodologies, based on a curvature and nominal stiffness.

This dissertation has, as one of the main objectives, the application of the method of nominal stiffness, provided in Eurocode 2 (CEN 2010), which considers global second order effects in concrete buildings design. This strategy is adjusted to this type of structures, once it allows in an integrated way, to involve all the structural elements with relevant participation in the lateral stiffness of the building. To perform this analysis, it is essential to know the nominal stiffness of each element and the load that causes the global instability of the structure, usually referred as critical load or buckling load. In this context, it will be studied the implications of obtaining the critical load through the SAP2000 software, rather than by analytical calculation.

The evaluation of second order effects in buildings is conditioned by its lateral stiffness. Thus, another purpose of this dissertation is to study the influence of different bracing systems like frame, mixed frame-wall and wall, through the analysis of conceptualized/hypothetical structures, because their results are easier to control. Eurocode 2 (CN2010) does not indicate whether the second order effects should be considered in the model characterized by elastic or nominal stiffness. Therefore, the implications of these two hypotheses will be studied and evaluated.

Another objective of this work is to apply the developed methodologies to two case studies corresponding to two buildings with distinctive features whose projects were created in FASE – Estudos e Projectos, S.A.

KEYWORDS: second order effects, buckling load, reinforced concrete structures, nominal stiffness, bracing systems.

ÍNDICE GERAL

AGRADECIMENTOS	i
RESUMO	iii
ABSTRACT	v
1. Introdução	1
1.1. Aspetos gerais	1
1.2. Objetivos	2
1.3. Organização da Dissertação	3
2. Análise dos Efeitos de 2ª Ordem	5
2.1. Introdução	5
2.2. Consideração dos Efeitos de 2ª Ordem na Análise de Estruturas Planas	6
2.2.1. Método dos Elementos Finitos	6
2.2.2. Matriz de Rigidez	7
2.2.3. Fatores de Carga	10
2.3. Avaliação do Fator de Carga em Estruturas Planas	11
2.3.1. Consola Simples	11
2.3.2. Consola com Carregamento Axial Uniforme	14
2.3.3. Pórtico Simples	17
2.3.4. Pórtico Simples Contraventado	19
2.4. Avaliação do Fator de Carga com Variação da Rigidez	22
2.4.1. Consola Simples com Variações de Rigidez em Altura	22
2.4.2. Estruturas Porticadas	25
2.5. Conclusões	30
3. Efeitos Globais de Segunda Ordem – Método Baseado numa Rigidez Nominal	31
3.1. Introdução	31
3.2. Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios	32
3.3. Caracterização da Rigidez Nominal	37
3.4. Exemplos de Aplicação	45
3.4.1. Estrutura Porticada	47
3.4.2. Estrutura Mista – Pórtico/Parede	51
3.4.3. Estrutura Contraventada	56
3.5. Conclusões	61

4. 1º Caso de Estudo	63
4.1. Introdução	63
4.2. Descrição da Estrutura	63
4.2.1. Caracterização dos Materiais.....	67
4.2.2. Elementos Verticais.....	67
4.2.3. Núcleos de Rigidez	69
4.2.4. Elementos de Piso	70
4.2.5. Ações Consideradas	71
4.3. Análise Estrutural	73
4.3.1. Modelação	73
4.3.2. Faseamento Construtivo	77
4.3.3. Rigidez às Ações Horizontais	78
4.4. Análise dos Efeitos de 2ª Ordem.....	79
4.4.1. Verificação da Dispensa dos Efeitos de 2ª ordem	79
4.4.2. Caracterização da Rigidez Nominal.....	80
4.4.3. Cálculo do Coeficiente de Amplificação	82
4.4.4. Consideração dos Efeitos de 2ª ordem	86
4.5. Conclusões.....	90
5. 2º Caso de Estudo	93
5.1. Introdução	93
5.2. Descrição da estrutura.....	93
5.2.1. Descrição Geral.....	93
5.2.2. Caracterização dos Materiais.....	102
5.2.3. Ações Consideradas	102
5.3. Análise dos efeitos de 2ª ordem	103
5.3.1. Caracterização da Rigidez Nominal.....	103
5.3.2. Cálculo do Coeficiente de Amplificação	105
5.3.3. Consideração dos Efeitos de 2ª Ordem	106
5.4. Conclusões.....	107
6. Conclusões	109
6.1. Considerações Finais	109
6.2. Desenvolvimentos Futuros	111
Anexos	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Elemento de barra com identificação dos graus de liberdade	7
Figura 2.2 – Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efetivos Eurocódigo 2 (CEN 2010).....	12
Figura 2.3 – Elemento em consola com diferentes discretizações (<i>SAP2000</i>).....	13
Figura 2.4 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do <i>SAP2000</i> para um elemento em consola	14
Figura 2.5 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do <i>SAP2000</i> para um elemento em consola com carregamento axial uniforme	16
Figura 2.6 – Pórtico simples.....	17
Figura 2.7 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do <i>SAP2000</i> para um modelo em pórtico simples	19
Figura 2.8 – Pórtico simples contraventado.....	20
Figura 2.9 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do <i>SAP2000</i> para um modelo em pórtico simples contraventado	21
Figura 2.10 – Modos de envurvadura do modelo pórtico simples contraventado para as diferentes discretizações (<i>SAP2000</i>).....	21
Figura 2.11 – Deformada de uma estrutura em consola.....	22
Figura 2.12 – Variação do fator de carga numa consola com diferentes rigidezes em altura.....	23
Figura 2.13 – Variação do fator de carga numa consola com carregamento axial uniforme considerando diferentes rigidezes em altura	24
Figura 2.14 – Pórtico tipo utilizado na análise	25
Figura 2.15 – Variação do fator de carga de um pórtico com 4 pisos com redução igual em altura	28
Figura 2.16 – Variação do fator de carga de um pórtico com 8 pisos com redução igual em altura	28
Figura 2.17 – Variação do fator de carga de um pórtico com 12 pisos com redução igual em altura	29
Figura 3.1 - Variação do coeficiente de amplificação.....	35
Figura 3.2 – Fluxograma para avaliação dos efeitos de 2ª ordem.....	36
Figura 3.3 - Expressões da Resistência dos Materiais considerando apenas a secção ativa	42
Figura 3.4 - Rigidez mobilizada para secção com relação $h/b=1,0$	42
Figura 3.5 - Rigidez mobilizada para secção com relação $h/b=0,50$	43
Figura 3.6 - Rigidez mobilizada para secção com largura fixa e altura variável.....	44
Figura 3.7 – Solução de armadura no pilar tipo.....	46
Figura 3.8 - Modelação dos efeitos das imperfeições em estruturas porticadas.....	47
Figura 3.9 – Planta estrutural da estrutura com contraventamento composto por pórticos	48
Figura 3.10 - Modelo 3D da estrutura porticada.....	49
Figura 3.11 - Vistas laterais da estrutura porticada.....	49
Figura 3.12 – Modo de encurvadura para uma rigidez nas vigas de 10% (esquerda) e 100% (direita).50	
Figura 3.13 - Esquema em planta do exemplo de estrutura mista.....	52
Figura 3.14 - Modelo 3D da estrutura mista (Pórtico/Parede)	53
Figura 3.15 - Vista lateral da estrutura mista (Pórtico/Parede)	53
Figura 3.16 - Deformadas para uma rigidez nas vigas de 100% (esquerda) e 10% (direita)	54
Figura 3.17–Esquema em planta do exemplo de uma estrutura contraventada.....	57
Figura 3.18 - Modelo 3D do exemplo de uma estrutura contraventada	58
Figura 3.19 - Vistas laterais da estrutura, nomeadamente os cortes A-A (direita) e B-B (esquerda)	58

Figura 3.20–Deformadas da estrutura contraventada considerando uma rigidez nas vigas de 10% (esquerda) e 100% (direita)	60
Figura 4.1 - Fachada da traseira do edifício (FASE - Estudos e Projetos 2015)	64
Figura 4.2 – Fachada lateral do edifício (FASE - Estudos e Projetos 2015)	64
Figura 4.3. – Representação da estrutura em 3D. (FASE - Estudos e Projetos 2014)	65
Figura 4.4 - Planta estrutural dos pisos enterrados	66
Figura 4.5 - Planta estrutural dos pisos superiores.....	67
Figura 4.6 – Planta estrutural dos pisos enterrados – identificação dos elementos verticais	68
Figura 4.7 - Planta dos pisos superiores – identificação dos elementos verticais.	69
Figura 4.8 – Representação em planta das caixas de elevador e de escadas	70
Figura 4.9 - Desenho em corte da viga com 25x100cm na zona de momentos negativos	71
Figura 4.10 – Variação em altura da pressão dinâmica do vento (FASE - Estudos e Projetos 2014) ...	72
Figura 4.11 - Elemento de barra com os esforços associados aos seus graus de liberdade (Wilson 2002)	74
Figura 4.12 - Elemento finito casca (Wilson 2002)	75
Figura 4.13 - Modelo global do edifício	75
Figura 4.14–Perspetiva do modelo 3D com elementos finitos de barra na modelação dos núcleos	77
Figura 4.15 - Modelo do pórtico de fachada.....	78
Figura 4.16 – Deformada do tipo consola (esquerda) e do tipo pórtico (direita)	82
Figura 4.17 – Deformada do último piso devido às ações verticais (<i>SAP2000</i>).....	83
Figura 4.18 – Modos de encurvadura na direção x (esquerda) e na direção y (direita)	85
Figura 4.19 – Identificação do grupo de elementos	87
Figura 5.1 – Perspetiva 1 do modelo em <i>SAP2000</i>	94
Figura 5.2 - Perspetiva 1 do modelo em <i>SAP2000</i>	94
Figura 5.3 – Planta à cota +5,00m.....	95
Figura 5.4 – Planta estrutural à cota +21,10m	96
Figura 5.5 – Planta estrutural à cota +24,00m	96
Figura 5.6 – Vista em Alçado (Corte A-A)	97
Figura 5.7 – Deformada do primeiro modo de encurvadura	103
Figura 5.8 – Deformada correspondente ao primeiro modo de encurvadura	106

ÍNDICE DE TABELAS

Tabela 2.1 – Características geométricas e materiais da consola	13
Tabela 2.2 – Fatores de carga para um elemento em consola	13
Tabela 2.3 – Fator de carga para elevado número de divisões	15
Tabela 2.4 - Fatores de carga para elemento em consola com carregamento axial uniforme	15
Tabela 2.5 – Características geométricas e materiais da estrutura em pórtico	17
Tabela 2.6 - Fatores de carga para um modelo em pórtico simples	18
Tabela 2.7 - Fatores de carga para um modelo em pórtico simples contraventado	21
Tabela 2.8 - Fatores de carga para variações de rigidez numa consola simples	23
Tabela 2.9 - Fatores de carga para variações de rigidez numa consola simples com carregamento axial uniforme	24
Tabela 2.10 – Características geométricas e materiais dos elementos constituintes do pórtico	26
Tabela 2.11 – Fatores de carga para pórtico de 4 pisos	26
Tabela 2.12 – Fatores de carga para pórtico de 8 pisos	27
Tabela 2.13 - Fatores de carga para pórtico de 12 pisos	27
Tabela 3.1 - Rigidez nominal expressa em percentagem da rigidez $E_c I_c$ em função do esforço normal reduzido e da taxa geométrica de armadura	40
Tabela 3.2- Proposta de caracterização da rigidez nominal em pilares	41
Tabela 3.3 - Rigidez mobilizada efetuando variação da taxa geométrica de armadura	44
Tabela 3.4 - Características geométricas e materiais	46
Tabela 3.5 - Ações aplicadas aos casos de estudo	46
Tabela 3.6 - Coeficiente de amplificação para vários cenários de pisos	48
Tabela 3.7 - Fatores de carga para a estrutura porticada com diferentes iterações	50
Tabela 3.8 - Coeficiente de amplificação, β_2 , para estrutura porticada	50
Tabela 3.9 - Coeficiente de amplificação para vários cenários de pisos	52
Tabela 3.10 - Fatores de carga para estrutura mista (Pórtico/Parede) considerando a primeira abordagem de rigidez das paredes	54
Tabela 3.11 - Coeficiente de amplificação para estrutura mista (pórtico/parede) considerando a primeira abordagem de rigidez das paredes.	55
Tabela 3.12 - Fatores de carga para estrutura mista (Pórtico/Parede) considerando a segunda abordagem de rigidez	55
Tabela 3.13 - Coeficiente de amplificação para estrutura mista (pórtico/parede) considerando a segunda abordagem de rigidez das parede	56
Tabela 3.14 - Coeficiente de amplificação para vários pisos do exemplo de estrutura contraventada ..	57
Tabela 3.15 - Fatores de carga para o exemplo de estrutura contraventada	59
Tabela 3.16 - Coeficiente de amplificação para o exemplo de estrutura contraventada	59
Tabela 3.17 - Variação do corte basal considerando a rigidez elástica	60
Tabela 3.18 - Variação do corte basal considerando a rigidez nominal	61
Tabela 4.1 - Características dos materiais	67
Tabela 4.2 - Restantes cargas permanentes e sobrecargas aplicadas	72
Tabela 4.3 – Imperfeições geométricas	73
Tabela 4.4 - Influência das vigas no efeito pórtico	78
Tabela 4.5 – Dispensa dos efeitos de segunda ordem	80
Tabela 4.6 – Rigidez nominal dos pilares através da análise simplificada	81
Tabela 4.7 – Caracterização dos diferentes modelos utilizados na análise	84

Tabela 4.8 – Fatores de carga e coeficientes de amplificação dos diferentes modelos	85
Tabela 4.9 – Coeficientes de amplificação com diferentes considerações para a carga nominal de encurvadura.....	86
Tabela 4.10 – Contributo de cada grupo de elementos nas ações horizontais na direção X.....	88
Tabela 4.11 – Contributo de cada grupo de elementos nas ações horizontais na direção Y.....	88
Tabela 4.12 – Esforços na secção da base dos elementos verticais devido à ação horizontal	89
Tabela 4.13 -Esforços na viga devido à ação horizontal.....	89
Tabela 4.14 - Esforços na secção da base dos elementos verticais devido à ação vertical	90
Tabela 4.15 - Esforços na viga devido à ação vertical.....	90
Tabela 5.1 – Quadro de pilares do corpo central do edifício	98
Tabela 5.2 – Quadro de vigas	101
Tabela 5.3 - Características dos materiais	102
Tabela 5.4 – Ações verticais no corpo central	102
Tabela 5.5 – Imperfeições geométricas no 2º caso de estudo	103
Tabela 5.6 – Variação do esforço normal reduzido em altura	104
Tabela 5.7 – Variação da taxa geométrica de armadura em altura.....	104
Tabela 5.8 – Variação da rigidez nominal mobilizada em altura, de acordo com a Tabela 3.2.....	105
Tabela 5.9 – Fator de carga e respetivos fatores de amplificação	105
Tabela 5.10 – Esforços na base dos pilares considerando modelo elástico e nominal	107

1

INTRODUÇÃO

1.1. ASPETOS GERAIS

A abordagem mais corrente na análise estrutural, utilizada por parte dos projetistas de estruturas, baseia-se na consideração de um comportamento elástico da estrutura e na utilização das equações de equilíbrio de todos os nós dos elementos constituintes, assumindo uma solicitação global instantânea da mesma. Esta análise, onde não intervém a evolução da sua configuração deformada, é habitualmente designada como de primeira ordem. Contudo, um estudo mais rigoroso do comportamento estrutural implica a consideração da deformada na quantificação dos esforços e a atualização da sua geometria ao longo do processo de carregamento. Este efeito, designa-se por comportamento não linear geométrico, podendo ser considerado na análise em conjunto com o comportamento não linear material de forma a avaliarem-se os esforços com inclusão dos efeitos de 2ª ordem. A importância destes efeitos, particularmente no dimensionamento de elementos sujeitos a esforços axiais significativos, e a maior complexidade de uma análise rigorosa dos mesmos, tem motivado o desenvolvimento de metodologias simplificadas de avaliação dos efeitos de segunda ordem patentes na regulamentação de análise e dimensionamento de estruturas.

Este trabalho pretende elaborar estudos apenas em estruturas de betão armado, onde o Eurocódigo 2 (CEN 2010) possibilita a utilização de três métodos para a quantificação dos efeitos de segunda ordem. O primeiro, designado como método geral, tem por base uma análise não linear. A sua utilização torna-se inadequada em projeto devido ao elevado tempo despendido numa complexa análise estrutural. Deste modo, a norma apresenta duas abordagens simplificadas para a consideração dos efeitos de 2ª ordem. O método da rigidez nominal, que caracteriza uma rigidez nominal de flexão tendo em conta os efeitos da fendilhação, da não linearidade material e da fluência. Esta rigidez deve ser avaliada nos pilares e nos elementos adjacentes, nomeadamente vigas, lajes e ainda nos elementos de contraventamento. O outro método simplificado, contemplado pelo Eurocódigo 2, baseado numa curvatura nominal, está adequado, principalmente, a elementos isolados sujeitos a uma força normal constante. Neste método efetua-se o cálculo de um momento nominal de segunda ordem baseado num deslocamento, o qual, se fundamenta no comprimento efetivo e numa curvatura máxima estimada. A aplicação do método baseado numa rigidez nominal é, em geral, a mais adequada na análise dos efeitos de segunda ordem em edifícios, visto permitir englobar todos os seus elementos estruturais na análise. No entanto, a sua utilização em projeto de estruturas de betão armado envolve algumas dificuldades que se prendem, por um lado com a utilização dos programas de cálculo correntemente utilizados e por outro com as próprias características da estrutura do edifício. Assume aqui particular relevância o caso de estruturas com sistemas de contraventamento constituídas por pórticos ou sistemas mistos pórtico-parede.

1.2. OBJETIVOS

O primeiro objetivo desta dissertação consiste na avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios de betão armado utilizando o método da rigidez nominal, podendo ser este o método mais adequado para este tipo de edifícios. Para efetuar esta análise, o conhecimento da carga que provoca instabilidade global da estrutura, normalmente designada como carga crítica, torna-se, assim, um dos parâmetros essenciais. Neste âmbito, será desenvolvido um estudo da avaliação desta carga crítica de forma analítica e com o apoio de um *software* de cálculo estrutural, o *SAP2000*.

O segundo objetivo deste trabalho relaciona-se com o desenvolvimento de metodologias simplificadas articuladas com a utilização de meios de cálculo correntes, aplicadas em projeto, com o intuito de avaliar os efeitos de segunda ordem de forma rápida e eficiente. Assim, foram desenvolvidas propostas para a caracterização da rigidez nominal dos diferentes elementos estruturais, tendo sido avaliada a sua aplicabilidade em várias estruturas idealizadas e em dois edifícios projetados na empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A. Estas estruturas contemplam dois sistemas estruturais: um com contraventamento em pórtico e outro com contraventamento com sistema misto pórtico-parede.

O terceiro objetivo aborda a avaliação do impacto da utilização de diferentes elementos de contraventamento na análise dos efeitos de segunda ordem. Deste modo, pretende-se avaliar o sistema de contraventamento em pórtico, cuja rigidez lateral do edifício é assegurada pelo comportamento conjunto de vigas e pilares; o sistema misto pórtico-parede, no qual o contraventamento é assegurado pelas paredes de elevada rigidez e pelo efeito de pórtico; um sistema de contraventamento em parede, onde apenas é considerada a elevada rigidez de paredes ou núcleos.

O quarto e último objetivo procura delinear a estratégia mais adequada para avaliar os esforços finais com a inclusão dos efeitos de segunda ordem. Após a avaliação dos efeitos de 2ª ordem através de uma qualquer metodologia, levanta-se a questão sobre qual o modelo a utilizar para a obtenção dos esforços de dimensionamento: o caracterizado por uma rigidez nominal, ou aquele com a rigidez elástica inicial.

A obtenção de respostas para os objetivos anteriormente apresentados foi suportada pelas seguintes etapas:

- Apresentação dos principais conceitos teóricos inerentes à análise de instabilidade estrutural, nomeadamente na obtenção de carga de encurvadura de forma analítica;
- Determinação da carga crítica em estruturas com recurso ao *software* de cálculo estrutural *SAP2000*, avaliando a melhor discretização dos elementos estruturais a empregar e realizando uma variação da rigidez em altura;
- Estudo dos principais conceitos teóricos inerentes aos efeitos de segunda ordem, com especial destaque para o método da rigidez nominal;
- Avaliação da caracterização da rigidez nominal dos diferentes elementos estruturais, efetuando o cálculo rigoroso e apresentando estratégias simplificadas para a sua consideração em projeto de estruturas;
- Aplicação da metodologia de análise em exemplos de estruturas de edifício, com os diversos sistemas de contraventamento, aferindo sobre a melhor estratégia para a obtenção dos efeitos de segunda ordem para várias situações distintas.

1.3. ORGANIZAÇÃO DA DISSERTAÇÃO

O conteúdo dos diversos capítulos da presente dissertação é apresentado de forma sucinta nos parágrafos seguintes.

O capítulo 2 aborda o tema da instabilidade estrutural, com especial destaque para o cálculo da carga de encurvadura, parâmetro que representa o limiar da instabilidade, sendo imprescindível na análise dos efeitos de segunda ordem de acordo com o método da rigidez nominal. A determinação desta carga será feita de forma analítica e com auxílio de um programa de cálculo estrutural. Pretende-se avaliar este parâmetro em estruturas idealizadas, contemplando vários cenários de discretização e de variação de rigidez.

O capítulo 3 é destinado à apresentação dos principais conceitos teóricos relacionados com os efeitos de segunda ordem, dando ênfase à metodologia baseada numa rigidez nominal. Apresenta-se detalhadamente a caracterização da rigidez, de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), para os diferentes elementos estruturais, sendo proposta uma estratégia simplificada para uma adequada utilização em projeto. No intuito de estudar as considerações apresentadas, analisaram-se os efeitos em 3 estruturas idealizadas, avaliando a sua implicação em vários sistemas de contraventamento.

No capítulo 4 é apresentado o primeiro caso de estudo, correspondente a um edifício de 20 pisos projetado pela empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A, no qual a avaliação dos efeitos de segunda ordem apresenta um papel preponderante para a segurança do mesmo. Esta estrutura apresenta um sistema de contraventamento misto pórtico-parede, sendo avaliados os efeitos de uma forma detalhada fundamentada nas regras apresentadas na norma e executando a aplicação das metodologias abordadas no capítulo anterior. Esta análise permite o estudo da utilização do modelo caracterizado por uma rigidez nominal ou elástico para a obtenção dos esforços finais de dimensionamento.

No capítulo 5 apresenta-se o segundo caso de estudo, um edifício industrial, desenvolvido no mesmo gabinete de projeto. Os objetivos de análise enquadram-se nos pontos apresentados no capítulo anterior. A principal diferença reside no sistema de contraventamento deste edifício, que é constituído unicamente por pórticos.

O capítulo 6 está destinado às principais conclusões retiradas ao longo da dissertação, bem como às propostas de trabalho futuro a desenvolver sobre este tema.

2.

ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

2.1. INTRODUÇÃO

No presente capítulo são abordados os conceitos relacionados com a análise dos efeitos de segunda ordem, suportado em diversos modelos estruturais simplificados.

Na análise, dimensionamento e projeto de estruturas, a noção de “estabilidade” encontra-se sempre associada ao conceito de equilíbrio. Uma estrutura, submetida a um determinado sistema de forças exteriores, apresenta uma configuração de equilíbrio caracterizada pelos valores dos deslocamentos nodais. A estabilidade dessa configuração pode ser analisada através do comportamento da estrutura: após sofrer uma pequena “perturbação” provocada por uma ação exterior, é considerada “estável” ou “instável”, caso regresse ou não à sua configuração de equilíbrio.

Na elaboração do projeto de estruturas, os conceitos de segurança relacionados com a resistência e deformabilidade dos elementos não podem ser os únicos a ser abordados, especialmente se tivermos em consideração as estruturas esbeltas. Os conceitos de estabilidade estrutural podem ser abordados como problemas locais, em elementos isolados, ou globais, no caso da análise do edifício. São, usualmente designados por “fenómenos de instabilidade estrutural”.

Atualmente, a análise de segurança de uma estrutura é baseada no “método dos estados limite”. Os estados limite últimos estão associados a situações de “colapso” global ou local das estruturas. Por outro lado, os estados limite de utilização relacionam-se com o funcionamento adequado das estruturas durante a sua existência. O problema da instabilidade, enquadra-se na situação de estados limite últimos devendo, portanto, ser considerado na avaliação de segurança da estrutura. É de salientar que a terminologia portuguesa associa, por vezes, aos fenómenos de instabilidade estrutural, o termo “encurvadura”. Deste modo, a designação “estado limite de encurvadura” também é frequentemente utilizada.

A análise estrutural mais simples, associada ao comportamento linear elástico, designa-se por “análise linear de estruturas” e é utilizada na maioria das avaliações efetuadas a estruturas. Esta simplificação baseia-se na hipótese de todas as equações serem lineares, o que pressupõe:

- A linearidade física, que requer relações constitutivas lineares, isto é, admite materiais com comportamento elástico;
- A linearidade geométrica, na qual as equações de equilíbrio estão escritas na configuração indeformada das estruturas e admite relações cinemáticas lineares, ou seja, a “hipótese dos pequenos deslocamentos”.

Porém, a análise linear de estruturas não possibilita a identificação e estudo dos fenómenos de instabilidade, pois a natureza destes fenómenos é geometricamente não linear (os esforços finais deste tipo de estrutura estão dependentes da configuração deformada). Deste modo, qualquer que seja a análise de estabilidade utilizada, é necessário recorrer, obrigatoriamente, às equações de equilíbrio na sua configuração deformada ou à consideração de relações cinemáticas (relações deformações-deslocamentos) não lineares (Reis and Camotim 2000).

2.2. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM NA ANÁLISE DE ESTRUTURAS PLANAS

Na análise de estruturas, a informação prévia da sensibilidade a efeitos de segunda ordem assume uma elevada importância. Porém, para uma abordagem antecipada destes efeitos é essencial o conhecimento da carga global de encurvadura, exercendo esta um papel fundamental em estruturas constituídas por elementos esbeltos. O seu cálculo é realizado através da determinação dos valores e vetores próprios associados a uma matriz de rigidez completa, que tem em consideração a não linearidade geométrica.

A principal diferença entre as análises de 1ª e 2ª ordem passa pela definição da matriz de rigidez. Na análise de 1ª ordem, a matriz depende das propriedades mecânicas e geométricas que constituem a estrutura. No caso da de 2ª ordem, além das propriedades referidas anteriormente, a deformação estrutural influencia a obtenção da matriz de rigidez (Braz César 2004).

2.2.1. MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

O equilíbrio de uma estrutura, considerando uma análise linear elástica, é assegurado pela equação apresentada na expressão 2.1. No caso do método dos elementos finitos, este equilíbrio é corroborado pelo equilíbrio ao nível dos nós que constituem a estrutura.

$$[K] \cdot \{u\} = \{f\} \quad 2.1$$

em que:

$[K]$ – matriz de rigidez global do sistema;

$\{u\}$ – vetor de deslocamentos nodais;

$\{f\}$ – vetor de forças nodais

No caso da análise linear de estruturas, a matriz $[K]$ e o vetor $\{f\}$, dependem apenas das propriedades geométricas das, das características dos materiais dos elementos que as constituem e das características das cargas aplicadas. Para generalizar a equação definida na expressão 2.1, relativamente a uma análise linear de estabilidade, é necessário definir a matriz de rigidez de um elemento (finito) de barra uniforme, de modo a incorporar os efeitos geometricamente não lineares. Para a obtenção desta matriz, apresentam-se, de seguida, duas formulações, que desprezando a deformabilidade axial e por corte, são caracterizadas pela configuração deformada adotada para o elemento de barra. Assim, as considerações foram as seguintes:

- Uma configuração exata, que conduz à matriz de rigidez total exata do elemento de barra;

- Uma configuração aproximada, fornecida pela deformada exata do elemento, na ausência de esforço axial ($N=0$). Esta formulação conduz a uma matriz de rigidez total aproximada do elemento barra. Para um contexto da análise linear de estruturas reticuladas, a utilização desta configuração deformada corresponde à resolução dos problemas através do método dos deslocamentos.

A expressão 2.1 pode ser obtida através de considerações energéticas, nas quais a estacionarização da energia potencial total da estrutura pode ser definida segundo a expressão 2.2.

$$V = U - W \quad 2.2$$

sendo U a energia de deformação e W o trabalho das forças exteriores, caracterizados segundo as expressões 2.3 e 2.4, respetivamente.

$$U = \frac{1}{2} \{u\}^T [K] \{u\} \quad 2.3$$

$$W = \{f\}^T \{u\} \quad 2.4$$

Assim, a expressão 2.1 é obtida pela derivação da energia potencial em ordem aos deslocamentos, conforme representado na expressão 2.5 (Reis and Camotim 2000).

$$\frac{\partial V}{\partial u} = [K] \cdot \{u\} - \{f\} = 0 \quad 2.5$$

2.2.2. MATRIZ DE RIGIDEZ

A Figura 2.1 apresenta um elemento de barra uniforme, de comprimento l e rigidez de flexão EI , submetido unicamente a uma compressão N . Desprezando a deformabilidade axial e, por corte na análise do elemento barra, os graus de liberdade que se encontram representados na figura são apenas as rotações, definidas por θ_1 e θ_3 , e pelos deslocamentos transversais das extremidades, representados por Δ_2 e Δ_4 .

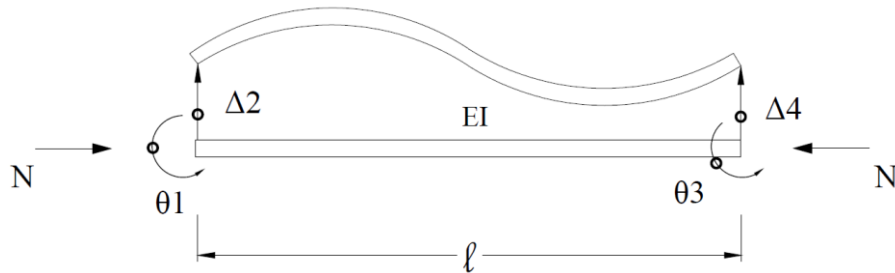


Figura 2.1 – Elemento de barra com identificação dos graus de liberdade

Para a obtenção da matriz de rigidez total exata, considera-se uma configuração de deformada definida na expressão 2.6, sendo esta, solução geral da equação diferencial de 4ª ordem (ver equação 2.7) das vigas-coluna sem deformada lateral (Barros 2006) e

$$\bar{w}(x) = q_1 \sin kx + q_2 \cos kx + q_3 x + q_4 \quad 2.6$$

$$EI w^{IV} + N w'' = g(x) = 0 \quad 2.7$$

Os parâmetros q_i são estabelecidos de acordo com as condições de fronteira definidas nas expressões 2.8 a 2.11.

$$\bar{w}_{,x}(0) = \theta_1 \quad 2.8$$

$$\bar{w}_{,x}(l) = \theta_3 \quad 2.9$$

$$\bar{w}(0) = \Delta_2 \quad 2.10$$

$$\bar{w}(l) = \Delta_4 \quad 2.11$$

Assim, através da aplicação do Princípio da Mínima Energia Potencial (PMEP), (uma configuração de equilíbrio é estável sempre que a energia potencial do sistema aí apresente um mínimo relativo), o valor da energia potencial do elemento, traduzida na expressão 2.12, permite, conjuntamente com a expressão 2.5, efetuar o cálculo da matriz de rigidez total do elemento barra (exata), apresentada na expressão 2.13 (Reis and Camotim 2000).

$$V = \int_0^l \left(\frac{EI}{2} w_{,xx}^2 - \frac{N}{2} w_{,x}^2 \right) dx \quad 2.12$$

$$[K_{ij}^t] = \frac{EI}{l} \begin{bmatrix} 4\emptyset_3 & \frac{12\emptyset_1}{l^2} & 2\emptyset_4 & -\frac{6\emptyset_2}{l} \\ \frac{6\emptyset_2}{l} & \frac{12\emptyset_1}{l^2} & \frac{6\emptyset_2}{l} & -\frac{12\emptyset_1}{l^2} \\ 2\emptyset_4 & \frac{6\emptyset_2}{l} & 4\emptyset_3 & -\frac{6\emptyset_2}{l} \\ -\frac{6\emptyset_2}{l} & -\frac{12\emptyset_1}{l^2} & -\frac{6\emptyset_2}{l} & \frac{12\emptyset_1}{l^2} \end{bmatrix} \quad 2.13$$

em que:

E – módulo de elasticidade do betão;

I – momento de inércia da secção transversal

l – comprimento efetivo do elemento

\emptyset_i – função de estabilidade

As funções de estabilidade, ϕ_i , apresentadas na expressão anterior introduzem na análise a não linearidade geométrica, uma vez que dependem do esforço axial da barra. Encontram-se definidas nas expressões 2.14 a 2.17.

$$\phi_1 = \beta \cdot \phi_2 \cdot \cotg \beta \quad 2.14$$

$$\phi_2 = \frac{\beta^2}{3 \cdot (1 - \beta \cdot \cotg \beta)} \quad 2.15$$

$$\phi_3 = \frac{3}{4} \cdot \phi_2 + \frac{1}{4} \cdot \beta \cdot \cotg \beta \quad 2.16$$

$$\phi_4 = \frac{3}{2} \cdot \phi_2 - \frac{1}{2} \cdot \beta \cdot \cotg \beta \quad 2.17$$

com

$$\beta = \frac{k \cdot l}{2} = \frac{l}{2} \sqrt{\frac{N}{EI}} = \frac{\pi}{2} \sqrt{\frac{N}{N_E}} \quad 2.18$$

em que N_E representa a carga crítica de Euler.

As funções de estabilidade apresentam um comportamento, altamente não linear, para valores de N/N_E superiores a 1,5. Assim, surge a necessidade de simplificar a análise para uma avaliação aproximada. A caracterização da matriz de rigidez total aproximada, considerando a barra apresentada anteriormente na Figura 2.1, a configuração deformada aproximada encontra-se representada na expressão 2.19.

$$\bar{w}(x) = q_1 x^3 + q_2 x^2 + q_3 x + q_4 \quad 2.19$$

Os parâmetros q_i são obtidos através das condições de fronteira consideradas na análise anterior. As matrizes de rigidez $[K_{ij}]$ e geométrica $[G_{ij}]$ encontram-se definidas nas expressões 2.20 e 2.21, respetivamente, estando incluída a não linearidade geométrica na segunda matriz.

$$[K_{ij}] = \frac{EI}{l} \begin{bmatrix} 4 & \frac{6}{l} & 2 & -\frac{6}{l} \\ \frac{6}{l} & \frac{12}{l^2} & \frac{6}{l} & -\frac{12}{l^2} \\ 2 & \frac{6}{l} & 4 & -\frac{6}{l} \\ -\frac{6}{l} & -\frac{12}{l^2} & -\frac{6}{l} & \frac{12}{l^2} \end{bmatrix} \quad 2.20$$

$$[G_{ij}] = \begin{bmatrix} \frac{2l}{15} & \frac{1}{10} & -\frac{1}{30} & -\frac{1}{10} \\ \frac{1}{6} & \frac{5l}{10} & \frac{1}{2l} & -\frac{5l}{6} \\ \frac{10}{1} & \frac{5l}{1} & \frac{10}{2l} & -\frac{5l}{1} \\ -\frac{30}{1} & \frac{10}{6} & \frac{15}{10} & -\frac{10}{5l} \\ -\frac{1}{10} & -\frac{6}{5l} & -\frac{1}{10} & \frac{6}{5l} \end{bmatrix} \quad 2.21$$

Assim, a matriz de rigidez total do elemento barra (aproximada) é definida pela expressão

$$[K_{ij}^t] = [K_{ij}] - N[G_{ij}] \quad 2.22$$

A parcela $[K_{ij}]$ da última expressão representa precisamente a matriz de rigidez elástica do elemento de barra utilizada no método de deslocamentos. Relativamente ao significado físico dos coeficientes definidos na matriz $[K_{ij}^t]$, este é idêntico ao da análise linear de estruturas, estando incluído o efeito da compressão.

Comparando as matrizes de rigidez exata e aproximada, a principal diferença reside no modo como os seus coeficientes dependem do esforço de compressão N . A dependência é linear, no caso da matriz aproximada, o que se traduz na sua maior utilização na elaboração das análises, já que a exata é altamente não linear. Na verdade, a matriz aproximada corresponde à linearização da exata, isto é, obtém-se substituindo as funções de estabilidade pelas suas tangentes na origem ($N=0$) (Reis and Camotim 2000).

2.2.3. FATORES DE CARGA

A análise dos fenómenos de instabilidade de uma estrutura passa pela obtenção da sua carga crítica, ou seja, a carga associada à situação de instabilidade. O rácio entre a carga total atuante e a carga crítica da estrutura, expressão 2.23, representa um parâmetro de carga, λ , associado a um multiplicativo da carga vertical da estrutura que conduz à sua instabilidade.

$$\lambda = \frac{P}{P_{cr}} \quad 2.23$$

em que:

P – carga total atuante;

P_{cr} – carga crítica.

Para determinar este parâmetro é necessário obter um equilíbrio da estrutura em termos de deslocamentos nodais, com base na expressão 2.1, onde a instabilidade da estrutura é atingida no preciso instante em que os deslocamentos tendem para infinito (Barros 2006), e, portanto, a matriz de rigidez se

torna singular. Assim, o problema de determinação da carga crítica reduz-se à determinação dos valores e vetores próprios associados à matriz de rigidez $[K_{ij}^t]$.

O cálculo do determinante apresentado na expressão 2.24 envolve o das raízes de um polinómio de grau “n”, em que “n” representa o número de graus de liberdade da estrutura. Associada a cada uma das “n” soluções está uma qualquer deformação, que consequentemente represente um determinado modo de encurvadura do sistema (Barros 2006).

$$\det(\lambda[K]) = 0 \quad 2.24$$

O modo de encurvadura que interessa analisar é o que conduz, em primeiro lugar, à instabilização da estrutura. A ele corresponde o valor mais baixo das “n” soluções de valores próprios, o parâmetro de carga que leva à obtenção da carga crítica da estrutura. As restantes soluções representam outros modos de encurvadura cuja carga crítica é cada vez mais elevada.

Na análise de várias estruturas idealizadas e apresentadas, posteriormente, neste capítulo, aplicou-se a matriz de rigidez exata, efetuando-se uma avaliação comparativa com os resultados obtidos através do *software SAP2000*, que recorre à formulação da matriz de rigidez aproximada (Wilson 2002). A comparação dos resultados através das duas metodologias resulta da confrontação de fatores de carga da estrutura, utilizados posteriormente na análise dos efeitos de segunda ordem. Em vários cenários estruturais, o valor do fator de carga obtido através do programa de cálculo será confrontado com o resultado da solução clássica de Euler ou por resultados obtidos outros autores, nomeadamente Vila Pouca em (Vila Pouca 1992).

2.3. AVALIAÇÃO DO FATOR DE CARGA EM ESTRUTURAS PLANAS

Neste subcapítulo pretende realizar-se uma avaliação do fator de carga crítica da estrutura obtida através do programa *SAP2000*, efetuando uma comparação com resultados obtidos através de outras metodologias, nomeadamente as que foram mencionadas anteriormente. Para facilitar a análise e, de forma a conseguir controlar os resultados, serão alvo de análise estruturas com uma geometria simples, o que permite não só que o cálculo do fator de carga seja facilmente efetuado, como também conhecido através de estudos efetuados por outros autores.

Neste ponto, além do cálculo do fator de carga através de diferentes métodos de análise, pretende-se efetuar um estudo de sensibilidade para as questões relacionadas com a discretização dos elementos em análise, ou para a variação da rigidez de componentes da estrutura como vigas, pilares ou paredes.

2.3.1. CONSOLA SIMPLES

Um elemento em consola é uma das estruturas mais simples de analisar, devido à sua simplicidade geométrica. Foi, por isso, uma estrutura onde se desenvolveram inúmeros estudos. Em 1744, Leonhard Euler calculou pela primeira vez a carga crítica para uma estrutura também simples, considerando um elemento esbelto, biarticulado nas extremidades, carregado axialmente e supôs o seu comportamento elástico perfeito. O valor da carga crítica de um elemento comprimido pode ser expresso por:

$$P_{crit,t} = \frac{\pi^2 * E * I}{l_0^2} \quad 2.25$$

em que :

E – módulo de elasticidade;

I – momento de inércia da secção transversal;

l_0 – comprimento efetivo de encurvadura.

No caso da barra biarticulada, o comprimento efetivo da encurvadura é igual ao do próprio elemento. No entanto, em alguns casos com condições de apoio diferentes, as considerações de simetria permitem determinar os respetivos comprimentos de encurvadura, conforme representado na Figura 2.2

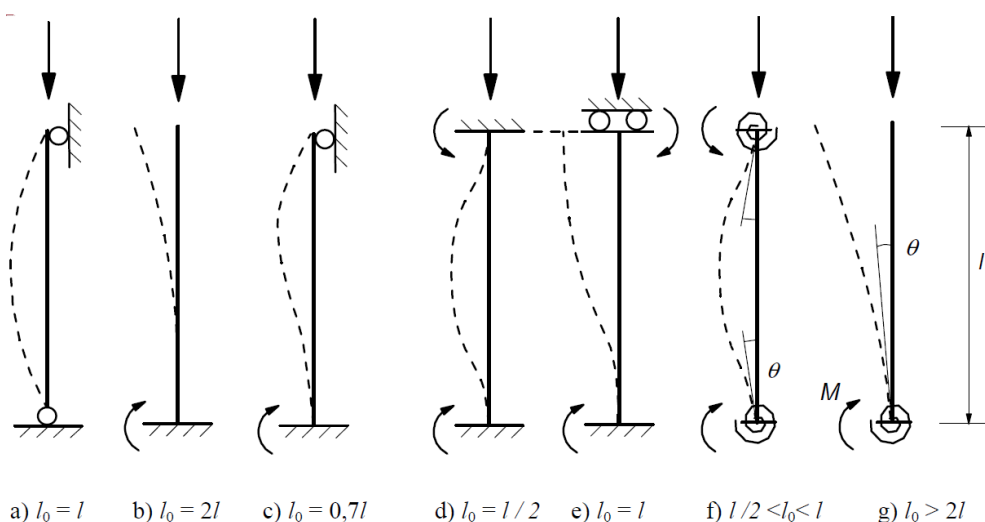


Figura 2.2 – Exemplos de diferentes modos de encurvadura e correspondentes comprimentos efetivos
Eurocódigo 2 (CEN 2010)

No caso de um elemento em consola, o comprimento de encurvadura encontra-se representado na alínea b) da figura anterior. Relativamente ao enquadramento deste tipo de elementos em edifícios, a consola pretende simular o comportamento de um elemento de contraventamento, como por exemplo, uma parede, ou um núcleo de rigidez. Para avaliar este elemento serão equacionados vários cenários de discretização e calculados os valores da carga crítica, e respetivo fator de carga, através da expressão 2.25 e recorrendo ao *software* SAP2000.

Na elaboração de uma análise através do software de cálculo é necessário definir as características físicas e geométricas da barra em análise. Assim sendo, na Tabela 2.1 encontram-se representados os valores das características do elemento, utilizados nos restantes exemplos.

Tabela 2.1 – Características geométricas e materiais da consola

b (m)	h (m)	L (m)	Material
0,30	0,50	6,00	C25/30 ($E_{cm} = 31$ GPa)

Além da avaliação dos diferentes métodos de análise, com este exemplo pretende-se determinar a influência da discretização no fator de carga da estrutura. Assim, considerou-se uma consola solicitada unicamente com uma carga P no topo, sendo a comparação dos resultados efetuada a partir do fator de carga ($\lambda = P_{crit}/P$). Relativamente ao cálculo através da expressão de Euler, este não depende do número de divisões, sendo $\lambda_{teórico}$ a designação atribuída ao valor obtido. Contudo, o cálculo através do *SAP2000*, já apresenta diferentes valores. As diferentes discretizações efetuadas encontram-se ilustradas na Figura 2.3 e os respetivos valores do fator de carga na Tabela 2.2

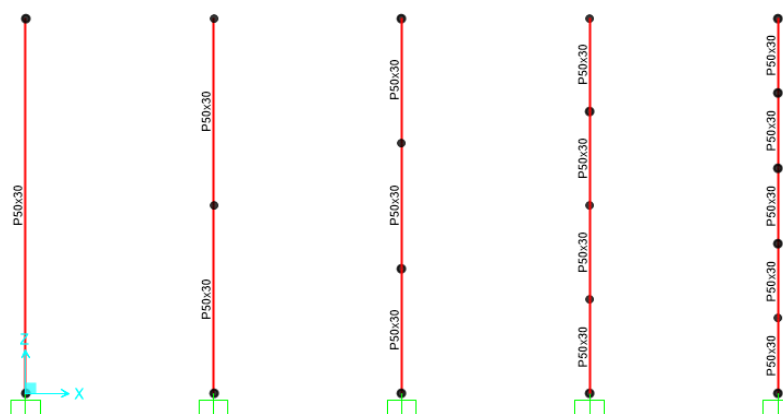


Figura 2.3 – Elemento em consola com diferentes discretizações (*SAP2000*)

Tabela 2.2 – Fatores de carga para um elemento em consola

Nº de Elementos	λ_{SAP}	$\lambda_{teórico}$	Erro
1	2408	2390	0,75%
2	2392		0,05%
3	2391		0,01%
4	2390		0,00%

Os resultados obtidos indicam que para um elemento em consola, sujeito a uma carga axial aplicada no topo, o fator de carga obtido através do *SAP2000* apresenta um elevado rigor, sendo sempre o erro inferior a 1%. Para facilitar a leitura dos resultados, na Figura 2.4 encontra-se uma representação do rácio entre o fator de carga teórico e o obtido através do *SAP2000*, em função do número de divisões efetuadas ao elemento.

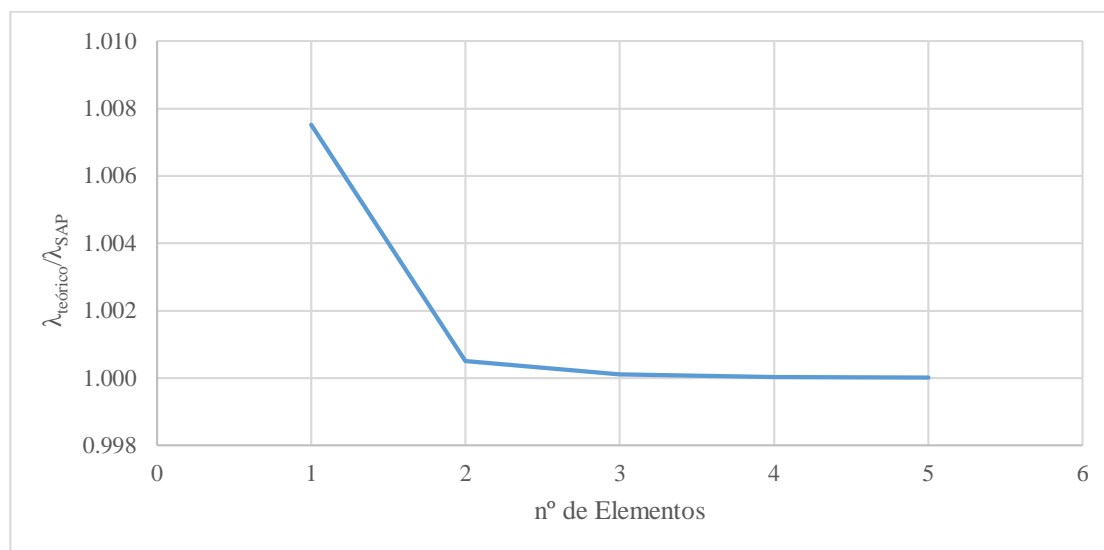


Figura 2.4 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do *SAP2000* para um elemento em consola

Analisando o gráfico da figura anterior, constata-se que os valores associados aos diferentes cenários, convergem superiormente para o valor teórico, visto os resultados obtidos através do *software* lhe serem superiores. Isto significa que a utilização da carga teórica nas verificações de segurança, produz análises mais conservativas do que a do *SAP2000*. No entanto, sendo os erros obtidos de pouca dimensão, a sua importância em projeto acaba por ser reduzida, não sendo necessário tomá-los em linha de conta.

2.3.2. CONSOLA COM CARREGAMENTO AXIAL UNIFORME

O exemplo apresentado anteriormente, pretende simular o comportamento de um elemento de contraventamento com deformada do tipo consola. Contudo, a carga pontual considerada no topo não representa de forma adequada a situação deste tipo de elementos de contraventamento em edifícios. Assim, será considerado um elemento em consola, mas agora com um carregamento axial uniforme, simulando a carga atuante por piso. Relativamente às características geométricas e materiais, estas serão as mesmas do caso anterior. No que respeita ao valor de referência, ele foi obtido de forma analítica, recorrendo-se ao *software*. Tendo sido efetuada uma discretização num número elevado de elementos, determinou-se uma expressão genérica para o cálculo da carga crítica e respetivo fator de carga da estrutura. Na Tabela 2.1 encontram-se representados os resultados para o fator de carga com um elevado número de elementos, que permitiu obter a expressão genérica definida na expressão 2.26.

Tabela 2.3 – Fator de carga para elevado número de divisões

Nº de Elementos	λ_{SAP}
20	7585
30	7589
50	7591
100	7592
200	7592

$$\lambda_{teórico} = 7.837 * \frac{E * I}{l_0^2} \quad 2.26$$

A expressão anterior foi obtida por autores que recorreram a métodos equivalentes, nomeadamente (Vila Pouca 1992) e (Reis and Camotim 2000).

A influência da discretização no fator de carga, pode ser avaliada na Tabela 2.4, na qual se apresentam os fatores de carga obtidos com diferentes números de divisões e os erros entre o valor do *SAP2000* e o de referência apresentado anteriormente.

Tabela 2.4 - Fatores de carga para elemento em consola com carregamento axial uniforme

Nº de Elementos	λ_{SAP}	$\lambda_{teórico}$	Erro (%)
1	4817	7592	36,56%
2	6819		10,18%
3	7247		4,55%
4	7397		2,56%
5	7468		1,64%

Seguindo a mesma abordagem do exemplo anterior, o gráfico da Figura 2.5 mostra o rácio entre o fator de carga teórico e o obtido através do *SAP2000*, em função do número de divisões efetuadas ao elemento, de forma a facilitar a leitura dos resultados obtidos.

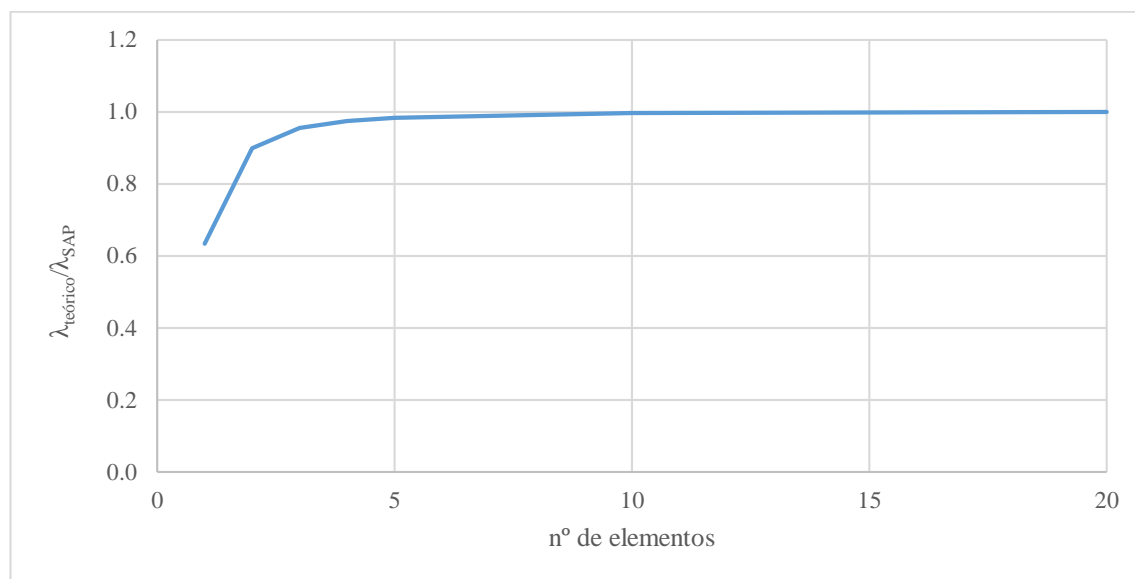


Figura 2.5 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do *SAP2000* para um elemento em consola com carregamento axial uniforme

Através da análise da Tabela 2.4 e da Figura 2.5 verifica-se que a utilização de 3 ou mais divisões permite obter valores de carga crítica aceitáveis, com um erro inferior a 5%. No entanto, quando consideradas as discretizações inferiores, os erros já apresentam alguma relevância na análise estrutural. Assim, este tipo de análise torna-se bastante eficaz no caso de um edifício com um elevado número de pisos. Os diferentes nós, apresentados no exemplo, pretendem simular os diferentes pisos do edifício. No entanto, o valor teórico corresponde a um carregamento linear em altura, situação que não se ajusta a edifícios com poucos pisos.

É importante salientar, que na avaliação efetuada para o cálculo do fator de carga, o programa transformou o carregamento axial uniforme em cargas nodais equivalentes. Deste modo, a ponderação de apenas 1 elemento, não se enquadra na análise efetuada neste subcapítulo, uma vez que o problema se torna equivalente ao avaliado no ponto anterior, referente a uma consola com uma carga axial pontual aplicada na sua extremidade. Por este motivo, é possível justificar o elevado erro apresentado na primeira linha da tabela.

Procedendo-se agora uma análise comparativa com o exemplo da consola com carga pontual no topo, verifica-se que, para uma mesma reação vertical na base, o cenário de carregamento, apresentado neste ponto, mostra valores de fator de carga mais elevados, indiciando esta hipótese como mais gravosa. As variações apresentadas relacionam-se com o diferente padrão de esforço axial apresentado pelos dois cenários. No primeiro exemplo o diagrama é constante e máximo em toda a sua altura, o que leva a obtenção de um fator de carga mais reduzido. Em relação ao segundo, cuja a variação do diagrama é linear, apenas atinge o seu máximo na zona de encastramento.

Outro aspeto importante na análise dos resultados é que, o fator de carga da estrutura cresce, em função do aumento do número de divisões efetuadas ao elemento, convergindo inferiormente para o valor de referência apresentado, o que coloca os valores obtidos sempre pelo lado da segurança. Isto é exatamente o oposto do que aconteceu anteriormente.

2.3.3. PÓRTICO SIMPLES

O estudo de elementos em consola é de elevado interesse, pois simula, de forma adequada, determinados elementos estruturais, nomeadamente núcleos ou paredes de edifícios. No entanto, os edifícios não são apenas constituídos por este tipo de elementos. Neste ponto proceder-se-á à análise de um pórtico simples, variando a discretização na modelação dos pilares (ver Figura 2.6). As características geométricas e materiais consideradas na análise do pórtico encontram-se representadas na Tabela 2.5. Foram escolhidos valores correntes de projeto, com o objetivo de fornecer os resultados mais fiáveis. O carregamento aplicado à estrutura, corresponde a duas cargas pontuais aplicadas nos nós superiores da estrutura.

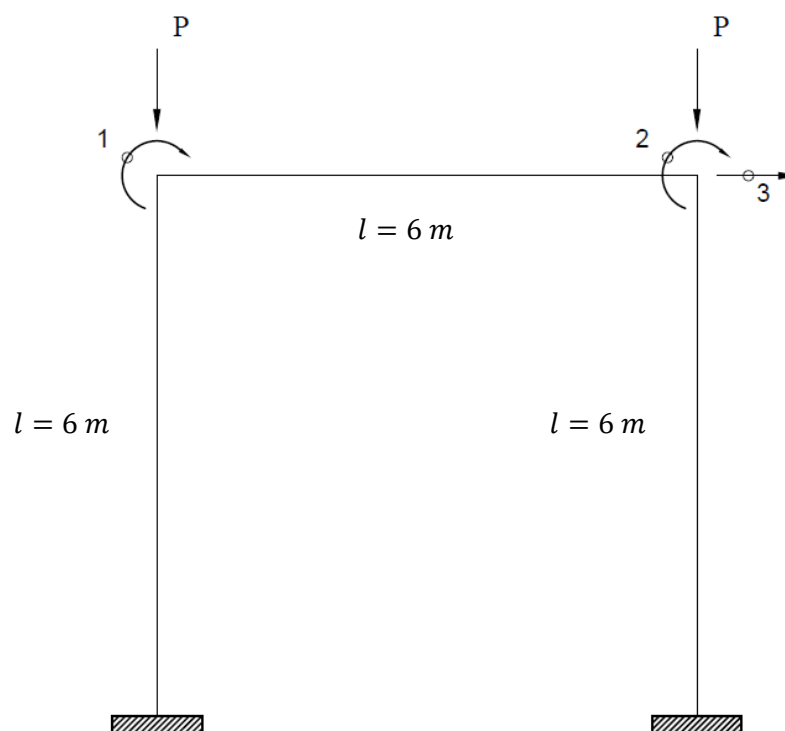


Figura 2.6 – Pórtico simples

Tabela 2.5 – Características geométricas e materiais da estrutura em pórtico

Pilares		Vigas		Material
b (m)	h (m)	b (m)	h (m)	
0,30	0,50	0,30	0,50	C25/30 ($E_{cm} = 31 \text{ GPa}$)

Neste caso de análise, foi considerado um valor teórico de referência que permite efetuar uma análise comparativa com os resultados obtidos através do *SAP2000*. Esse valor foi alcançado através do cálculo dos valores próprios associados à matriz de rigidez apresentada na expressão 2.12, obtida através da consideração dos graus de liberdade identificados na Figura 2.6. e desprezando a deformabilidade axial dos diferentes elementos. A obtenção dos valores próprios indicia uma certa complexidade a nível de

cálculo, pois requer o cálculo do determinante da matriz de rigidez, que por sua vez depende das funções de estabilidade, definidas pelas equações 2.14 a 2.17. A forma mais eficaz de resolver este problema passa pela programação das expressões, tornando o processo de cálculo rápido e eficaz. (ver expressão 2.27)

$$\det([K]) = \frac{8 * \phi_1 * (4 * \phi_3^2 + 8 * \phi_3 + 3)}{3} - 4 * \phi_2^2 * (2 * \phi_3 + 1) \quad 2.27$$

Igualando o determinante da matriz a zero e resolvendo a expressão, foi obtido o seguinte fator de carga:

$$\lambda_{teórico} = 7149 \quad 2.28$$

Os resultados obtidos e respectivas comparações com o valor de referência, anteriormente calculado, encontram-se representados na Tabela 2.6 e na Figura 2.7, tendo em consideração 5 diferentes discretizações dos pilares. Considerando a mesma abordagem dos exemplos anteriores, o gráfico apresenta o rácio entre os dois fatores de carga.

Tabela 2.6 - Fatores de carga para um modelo em pórtico simples

Nº de Elementos	λ_{SAP}	$\lambda_{teórico}$	Erro (%)
1	7212	7149	0,89%
2	7171		0,31%
3	7153		0,07%
4	7150		0,01%
5	7149		0,00%

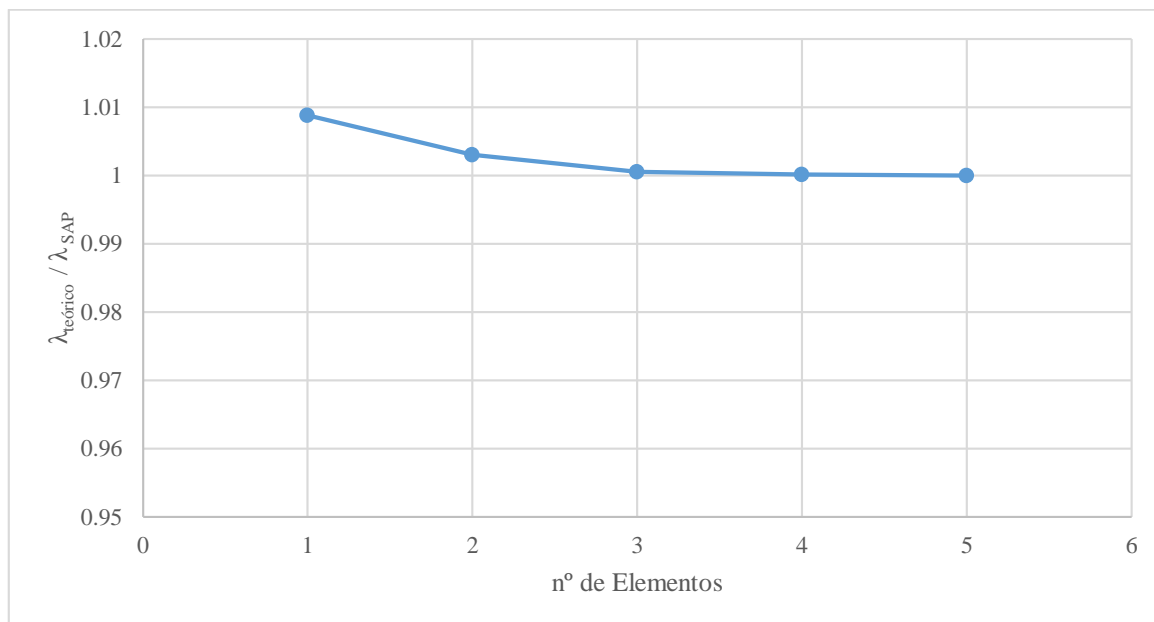


Figura 2.7 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do *SAP2000* para um modelo em pórtico simples

Os resultados previamente apresentados permitem concluir que, neste cenário estrutural, a obtenção do fator de carga através do *SAP2000* não sofre alterações significativas, admitindo diferentes discretizações para os dois elementos verticais. O erro obtido para todos os cenários é inferior a 1%, o que não é relevante para a análise estrutural. De forma equivalente ao exemplo apresentado no ponto 2.3.1 da presente dissertação, os valores, apesar de muito aproximados ao valor de referência teórico, convergem superiormente, o que não apresenta uma abordagem conservativa. No entanto, sendo a diferença entre os valores muito reduzida, esta torna-se irrelevante para a análise.

2.3.4. PÓRTICO SIMPLES CONTRAVENTADO

O modelo apresentado anteriormente caracteriza, de forma adequada, o comportamento de muitos pórticos de edifícios, nomeadamente estruturas ligadas à indústria onde, por norma, os pilares costumam apresentar um maior comprimento relativamente aos edifícios correntes. Esta maior altura leva à existência de estruturas com uma maior flexibilidade lateral, estando mais sensíveis a efeitos de segunda ordem. Uma estratégia comum para atenuar estes efeitos passa pelo impedimento dos deslocamentos horizontais no topo do pórtico. Assim, neste capítulo pretende-se analisar uma estrutura com uma geometria em pórtico, semelhante à anterior, mas considerando, agora, um apoio no topo do modelo, de forma a impedir os deslocamentos horizontais. (ver Figura 2.8). As suas características geométricas e materiais podem ser consultadas na Tabela 2.5 (Barros 2003) e (Figueiredo and Barros 2005).

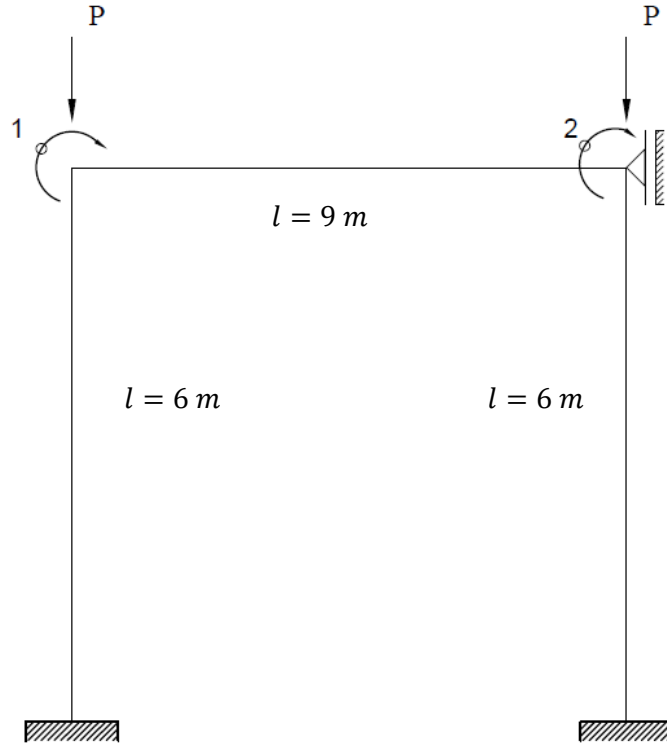


Figura 2.8 – Pórtico simples contraventado

O valor de referência da análise foi obtido de forma equivalente ao exemplo anterior. Os graus de liberdade da estrutura abrangem duas rotações, conforme apresentado na figura anterior, o que leva a uma matriz de rigidez com (2x2) de dimensão, cujo determinante pode ser visualizado na expressão 2.29.

$$\det([K]) = (\phi_3 + 1) \left(\phi_3 + \frac{1}{3} \right) \quad 2.29$$

Como já foi referido anteriormente, o fator de carga da estrutura é calculado através de uma igualdade a zero do determinante da matriz de rigidez. O seu cálculo, correspondente ao menor valor da equação, mostra-se na expressão 2.30.

$$\lambda_{teórico} = 23020 \quad 2.30$$

A Tabela 2.7 e o gráfico da Figura 2.9 representam os valores obtidos para o fator de carga da estrutura, considerando diferentes discretizações. No desenvolvimento deste modelo, efetuou-se uma discretização da viga em 4 elementos, de forma a obter uma análise mais rigorosa do problema. Na Figura 2.10 estão representadas as deformadas para o primeiro modo de encurvadura, tendo em conta diferentes discretizações.

Tabela 2.7 - Fatores de carga para um modelo em pórtico simples contraventado

Nº de Elementos	λ_{SAP}	$\lambda_{teórico}$	Erro (%)
2	23583	23020	2,45%
3	23182		0,70%
4	23075		0,24%
5	23043		0,10%

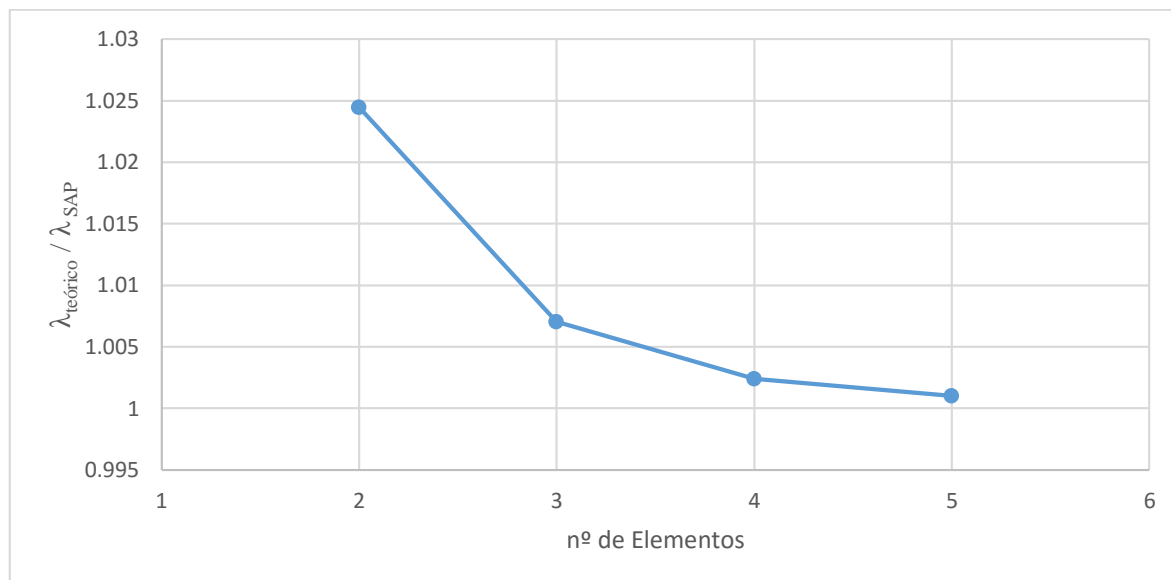


Figura 2.9 – Rácio entre fator de carga teórico e obtido através do *SAP2000* para um modelo em pórtico simples contraventado

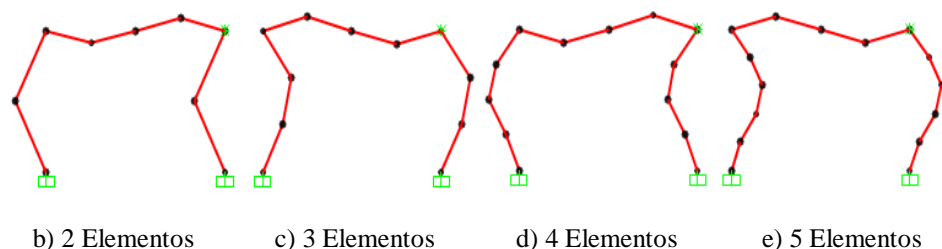


Figura 2.10 – Modos de encurvadura do modelo pórtico simples contraventado para as diferentes discretizações (*SAP2000*)

Os modos de encurvadura obtidos para os pilares apresentam um valor do fator de carga próximo do valor de referência, estando sempre associado um erro inferior a 3%, independentemente da discretização realizada. Os resultados obtidos, à semelhança do modelo anterior, convergem superiormente para o valor de referência.

No cálculo do fator de carga da estrutura, não foi considerada a discretização dos pilares em apenas 1 elemento, uma vez que o programa de cálculo necessita de pelo menos dois elementos para captar o

modo de encurvadura dos pilares. Esta limitação está relacionada com a utilização, por parte do *SAP2000*, do método aproximado para a obtenção da carga crítica.

2.4. AVALIAÇÃO DO FATOR DE CARGA COM VARIAÇÃO DA RIGIDEZ

A avaliação dos efeitos de segunda ordem pode ser elaborada através de vários métodos. Um dos principais objetivos desta dissertação, passa pela análise dos efeitos através da utilização do método da rigidez nominal. Na sua aplicação é necessário determinar a carga global de encurvadura, considerando uma rigidez nominal para os diferentes elementos.

Neste subcapítulo, pretende-se determinar a influência da rigidez dos diferentes elementos na obtenção dos fatores de carga da estrutura. Considerar-se-ão diferentes mobilizações de rigidez, admitindo alternância de valores em altura.

2.4.1. CONSOLA SIMPLES COM VARIAÇÕES DE RIGIDEZ EM ALTURA

Numa primeira abordagem, será examinado o elemento em consola estudado no ponto 2.3.1. Nessa análise ter-se-á em conta uma divisão da estrutura em apenas 5 elementos. (ver Figura 2.11). As características geométricas e materiais serão as mesmas do exemplo estudado anteriormente. Neste cenário, a variação de rigidez só faz sentido se for efetuada, de forma variável, em altura. Por outro lado, se for considerada igual em toda a altura da consola, a variação da carga crítica da estrutura é diretamente proporcional à da rigidez. (ver expressão 2.25). Na Tabela 2.8, encontram-se representados os valores do fator de carga da estrutura, relativos a diferentes valores de rigidez mobilizada, admitindo essa redução em zonas correspondentes a 20%, 40% e 60% da altura total da consola. O estudo foi feito com redução de rigidez nestas zonas, considerando-se uma rigidez mobilizada correspondente a 50%, 40%, 30%, 20% e 10% da rigidez inicial.



Figura 2.11 – Deformada de uma estrutura em consola

Tabela 2.8 - Fatores de carga para variações de rigidez numa consola simples

Rigidez mobilizada	Redução em 20% da altura	Redução em 40% da altura	Redução em 60% da altura	Redução em toda a altura
100%	2390	2390	2390	2390
50%	1708	1394	1254	1195
40%	1489	1152	1013	956
30%	1224	892	767	717
20%	900	614	516	478
10%	500	317	260	239

Para facilitar a interpretação dos resultados apresentados na tabela anterior, o gráfico da Figura 2.12 mostra o rácio entre os fatores de carga, λ_1 e $\lambda_{1,100}$, (λ_1 representa o fator de carga para uma determinada altura onde foi aplicada a redução de rigidez e $\lambda_{1,100}$ o valor após a redução em toda a altura do elemento) em função da percentagem da altura onde foi aplicada a redução de rigidez. A leitura do gráfico permite, também, identificar a percentagem da altura do edifício, na qual a redução de rigidez aplicada, fornece resultados do fator de carga aproximados ao valor obtido, se a rigidez fosse aplicada no seu todo. As diferentes séries apresentadas no gráfico representam as mobilizações de rigidez, para valores entre os 10% e os 50%.

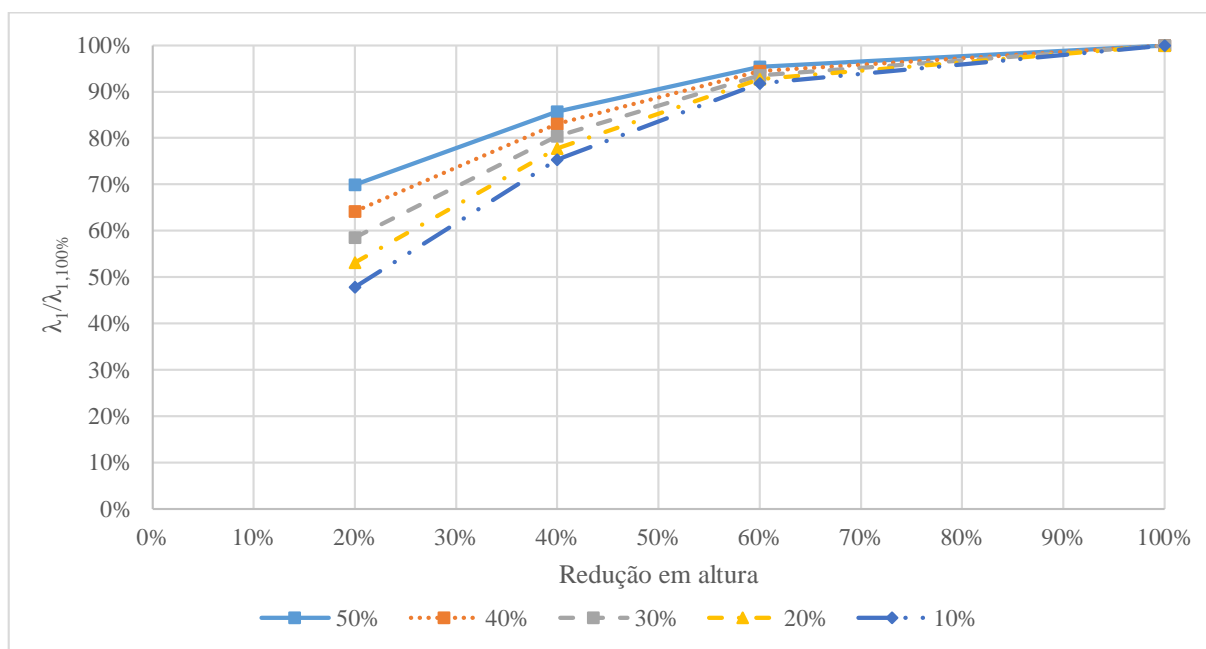


Figura 2.12 – Variação do fator de carga numa consola com diferentes rigidezes em altura

De acordo com o gráfico, quanto maior for a rigidez mobilizada, mais próximo estará o fator de carga da estrutura, no caso de uma redução igual em toda a altura. Por outro lado, verifica-se que, tendo em

conta 60% de redução, ele elevar-se-á a mais de 90%. Isto leva a concluir que, a zona mais próxima da base, é a que mais condiciona na análise de encurvadura da estrutura.

Atente-se no exemplo da consola com o carregamento axial uniforme, que representa de forma mais próxima as ações provenientes de um edifício com elevado número de pisos. (ver Tabela 2.9). À semelhança da tabela anterior, encontram-se representados os valores para o fator de carga da estrutura, considerando várias reduções de rigidez e aplicando-as em diferentes percentagens da altura do elemento. A Figura 2.13, ilustra os valores da tabela. Contudo, de forma a facilitar a interpretação dos resultados, utiliza a mesma abordagem da Figura 2.12.

Tabela 2.9 - Fatores de carga para variações de rigidez numa consola simples com carregamento axial uniforme

Rigidez mobilizada	Redução em 20% da altura	Redução em 40% da altura	Redução em 60% da altura	Redução em toda a altura
100%	20743	20743	20743	20743
50%	11089	10481	10372	13299
40%	8988	8402	8297	11231
30%	6828	6314	6223	8904
20%	4611	4218	4149	6281
10%	2335	2113	2074	3326

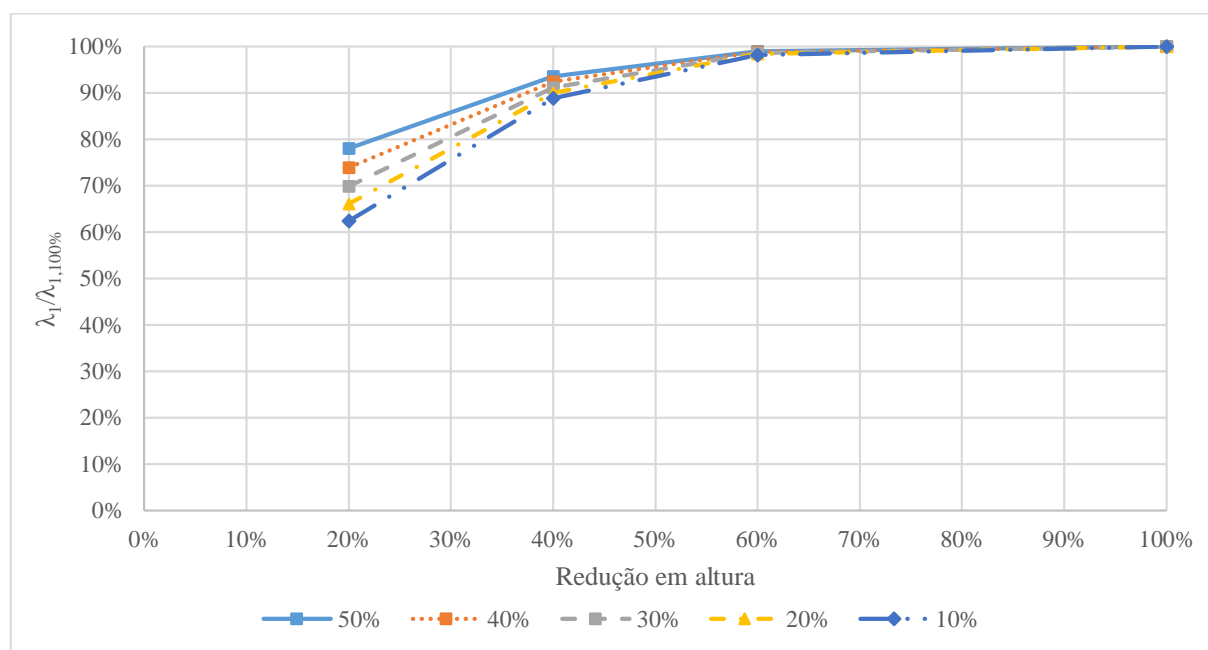


Figura 2.13 – Variação do fator de carga numa consola com carregamento axial uniforme considerando diferentes rigidezes em altura

Ponderado um carregamento axial uniforme, em vez de um carregamento pontual no topo, o valor do fator de carga com uma quebra de rigidez em 40% da altura, já representa, aproximadamente, 90% do fator de carga associado a uma redução em toda a altura. A grande influência da zona próxima da base na encurvadura da estrutura, relaciona-se com o diagrama de esforço axial, linearmente variável, a partir do topo da estrutura. No entanto, este atinge valores mais elevados na base da consola, nomeadamente, o esforço axial máximo, que influencia significativamente os valores do fator de carga da estrutura.

2.4.2. ESTRUTURAS PORTICADAS

Os dois exemplos anteriores, permitem interpretar o comportamento de elementos de contraventamento como núcleos de rigidez ou paredes. Pretende-se, neste ponto estudar, um edifício que tem os principais elementos de contraventamento pórticos formados por pilares e vigas. Simular-se-á uma estrutura em pórtico representativo do sistema de contraventamento de um edifício. Um dos parâmetros que o influencia de forma direta, é o número de pisos que a estrutura apresenta. Assim, serão considerados 3 cenários diferentes, com 4, 8 e 12 pisos, respetivamente. Em cada um dos casos, será tida em conta uma variação da rigidez nos pilares e nas vigas igual em toda a altura, procurando perceber a sua importância no fator de carga crítico.

A Figura 2.14 ilustra o pórtico utilizado nas análises seguintes, variando, unicamente, o número de pisos considerados. A estrutura representada tem 4 pisos, com uma altura de 3 m entre eles e um vão de 6m entre os pilares. As características geométricas da secção transversal dos diferentes elementos e as propriedades materiais encontram-se na Tabela 2.10. Relativamente ao carregamento aplicado à estrutura, este corresponde a uma carga vertical distribuída, aplicada nas vigas, em toda a altura do edifício (Figueiredo and Barros 2005).

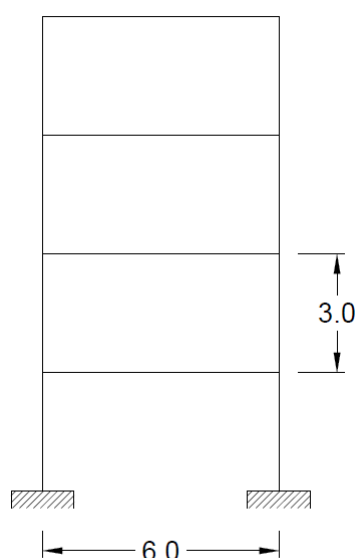


Figura 2.14 – Pórtico tipo utilizado na análise

Tabela 2.10 – Características geométricas e materiais dos elementos constituintes do pórtico

Elemento	Largura, b (m)	Altura, h (m)	Material
Pilar	0,30	0,50	C25/30
Viga	0,30	0,50	C25/30

Para elaborar um estudo da influência da rigidez mobilizada no fator de carga global do pórtico, efetuar-se-á uma redução de rigidez nos elementos estruturais, de 3 formas distintas. Numa primeira fase, opera-se unicamente uma redução nos pilares, de seguida nas vigas e por fim, em ambos. A Tabela 2.11, Tabela 2.12 e Tabela 2.13 mostram os valores do fator de rigidez global da estrutura com 4, 8 e 12 pisos, respetivamente, abordando os diferentes valores de rigidez mobilizada. Nos gráficos da Figura 2.15, Figura 2.16 e Figura 2.17 estão esquematizados os resultados apresentados nas tabelas mencionadas anteriormente, representando o rácio entre os fatores de carga λ_1 e $\lambda_{1,100\%}$ (λ_1 fator de carga com uma determinada rigidez e $\lambda_{1,100\%}$ sem a redução de rigidez).

Tabela 2.11 – Fatores de carga para pórtico de 4 pisos

Rigidez mobilizada	Redução nos pilares	Redução nas vigas	Redução nas vigas e pilares
100%	6698	6698	6698
75%	5541	5958	5033
50%	4088	4898	3362
40%	3402	4343	2691
30%	2649	3685	2020
20%	1828	2890	1348
10%	943	1880	670

Tabela 2.12 – Fatores de carga para pórtico de 8 pisos

Rigidez mobilizada	Redução nos pilares	Redução nas vigas	Redução nas vigas e pilares
100%	5958	5958	5958
75%	5040	5187	4479
50%	3838	4135	2992
40%	3245	3603	2396
30%	2571	2985	1799
20%	1803	2260	1200
10%	940	1383	601

Tabela 2.13 - Fatores de carga para pórtico de 12 pisos

Rigidez mobilizada	Redução nos pilares	Redução nas vigas	Redução nas vigas e pilares
100%	5630	5630	5630
75%	4799	4865	4233
50%	3693	3834	2829
40%	3142	3318	2265
30%	2509	2723	1700
20%	1778	2029	1135
10%	936	1201	568

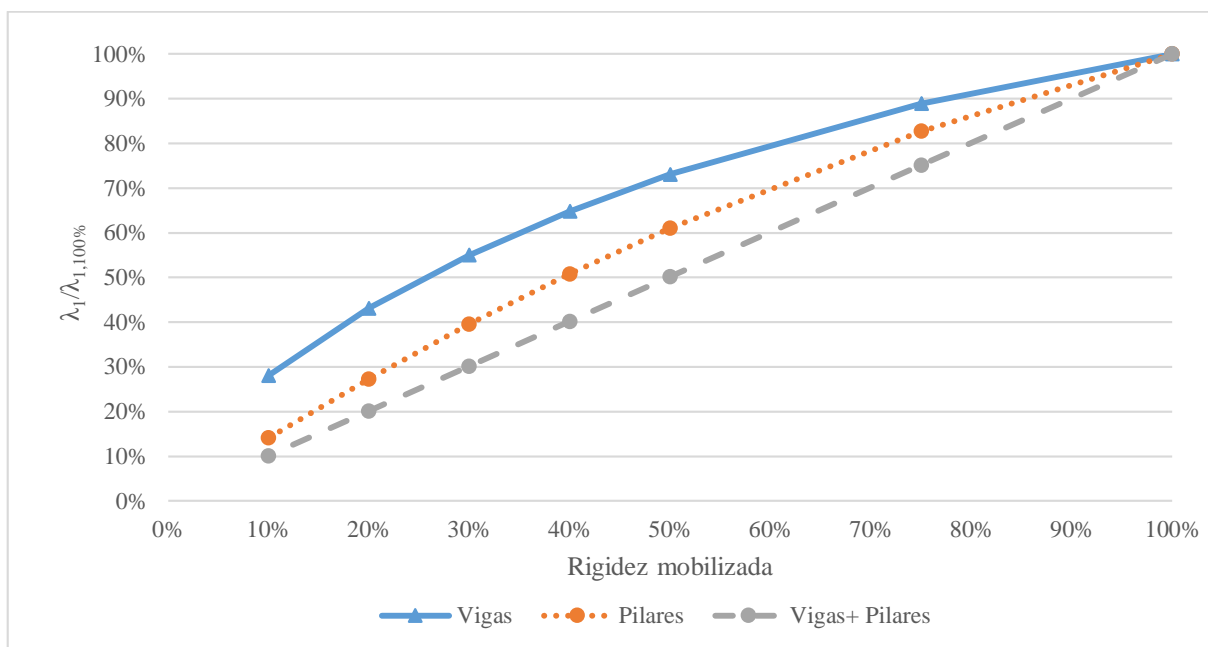


Figura 2.15 – Variação do fator de carga de um pórtico com 4 pisos com redução igual em altura

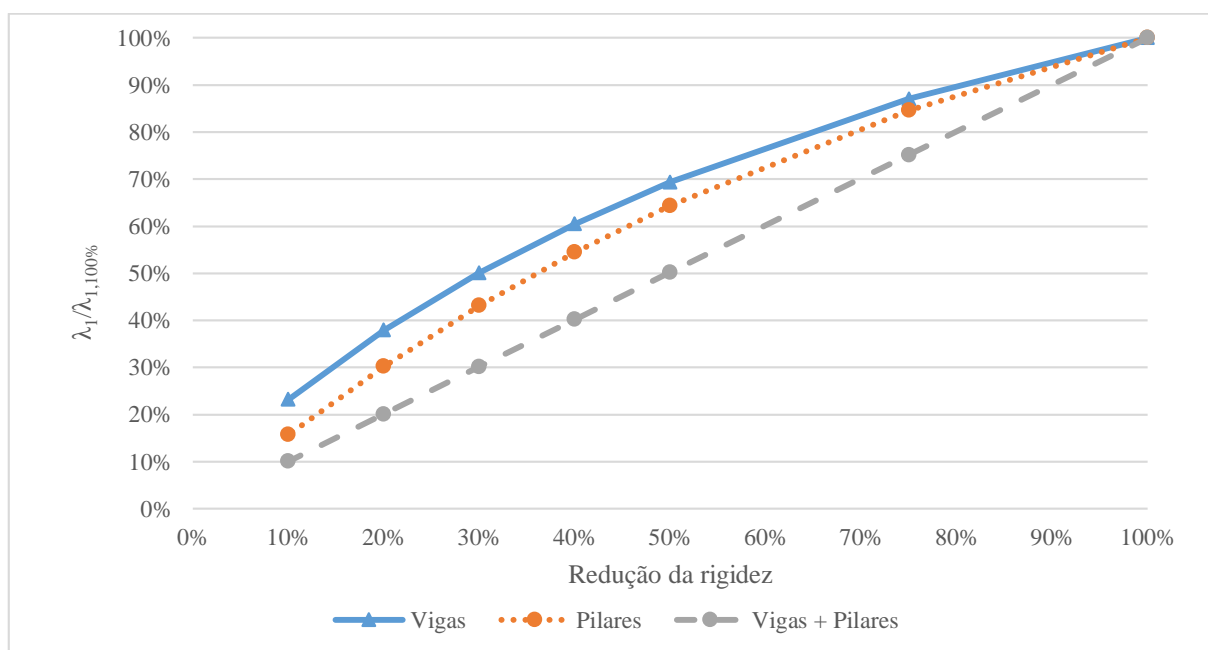


Figura 2.16 – Variação do fator de carga de um pórtico com 8 pisos com redução igual em altura

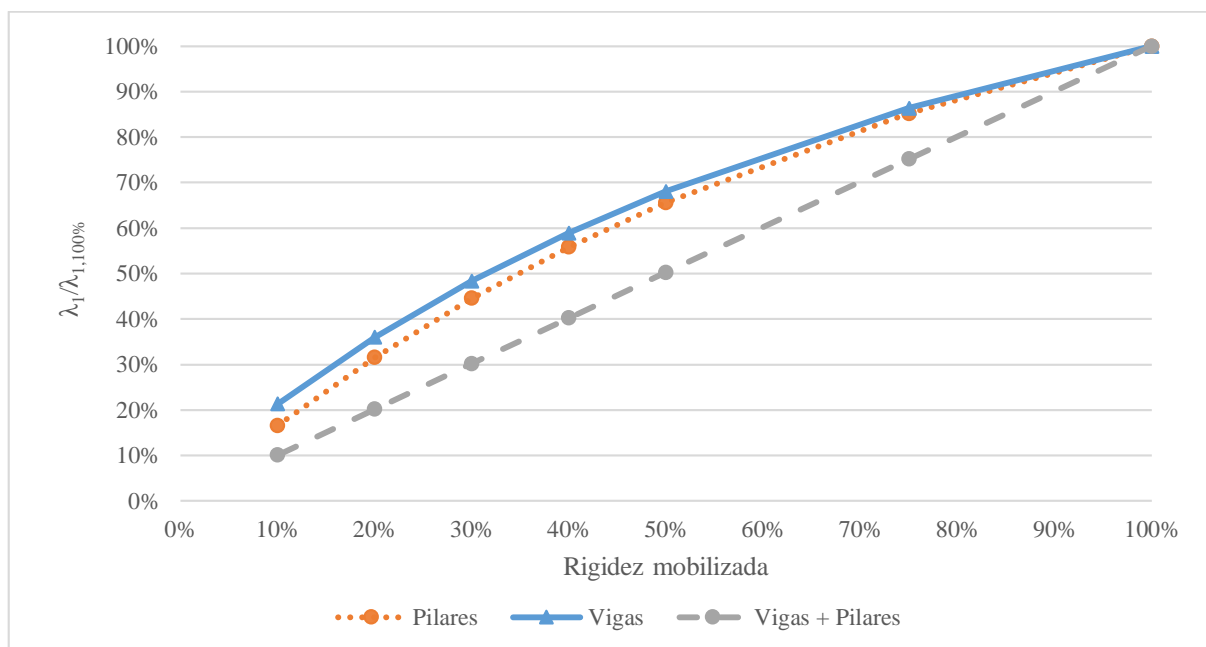


Figura 2.17 – Variação do fator de carga de um pórtico com 12 pisos com redução igual em altura

Os resultados apresentados anteriormente validam a relação direta entre a rigidez da estrutura e o valor do fator de carga. Em todos os cenários, quando se afeta, simultaneamente, a rigidez de vigas e pilares, as percentagens de redução do fator de carga e de diminuição da rigidez são iguais. Quando se afeta a rigidez dos dois elementos, individualmente, verifica-se que o contributo dos pilares é superior ao das vigas.

Esta análise está representada nos gráficos, cuja série associada aos pilares, se encontra mais próxima daquela que caracteriza a redução efetuada nos dois elementos. No entanto, com o aumento do número de pisos, a importância de ambos se torna equivalente. Na Figura 2.17, correspondente a um edifício com 12 pisos, a série associada aos pilares encontra-se muito próxima da das vigas.

2.5. CONCLUSÕES

Em suma, a carga global de encurvadura de uma estrutura apresenta valores próximos quando calculada através de métodos analíticos ou com o auxílio de um *software* de cálculo automático, neste caso o *SAP2000*. No entanto, a utilização do programa de cálculo, torna o fator de carga sensível à forma como as estruturas são modeladas. Este varia de acordo com o nível de discretização dos elementos e com a variação da rigidez. No primeiro caso, quanto maior a discretização, maior a precisão nos valores obtidos. No segundo, as zonas de maior esforço axial apresentam maior importância, visto o nível de esforços de compressão, constituir um dos mais importantes parâmetros no cálculo.

Ao nível da discretização, verificou-se que esta é fundamental para a obtenção de modos de encurvadura locais. Numa análise global das estruturas, este fator torna-se relevante nos elementos onde ocorre uma elevada variação do diagrama de esforços axiais em altura, como paredes ou núcleos. Considerando um elemento em consola, com um carregamento axial uniforme, uma discretização em 3 elementos já apresenta erros inferiores a 5%. Nos pilares de edifícios, a discretização entre pisos torna-se dispensável, uma vez que o esforço axial se mantém praticamente constante em altura, sofrendo apenas, acréscimos de força, ao nível ao nível de cada piso.

A variação de rigidez dos diferentes elementos estruturais provoca significativas alterações na carga global de encurvadura. Num modelo em consola, onde se pretende simular o comportamento de paredes ou núcleos, para uma variação linear de esforço axial, uma redução de apenas 60% apresenta valores de carga de encurvadura próximos de um modelo com a redução em toda a altura. No modelo em pórtico, avaliou-se a influência da rigidez das vigas e pilares na análise de instabilidade, considerando variações no número de pisos. Em todos os cenários, os pilares apresentavam maior relevância no cálculo. No entanto, num elevado número de pisos, a influência dos pilares é equivalente à das vigas, evidenciando, assim, o efeito de pórtico na estrutura.

3

EFEITOS GLOBAIS DE SEGUNDA ORDEM – MÉTODO BASEADO NUMA RIGIDEZ NOMINAL

3.1. INTRODUÇÃO

O Eurocódigo 2 (CEN 2010) permite a análise e consideração dos efeitos de segunda ordem através de dois métodos simplificados, um baseado numa rigidez nominal e o outro fundamentado numa curvatura nominal. Nos últimos anos foram realizados diversos estudos que abordam e comparam as duas metodologias. Os trabalhos desenvolvidos por (Ferreira et al. 2008), (Mendes 2008) e (Teixeira 2008) permitem concluir que, em determinadas situações, a abordagem através do método da rigidez nominal, é a que apresenta melhores resultados ao nível da solução final de armaduras. A outra estratégia apresentada na norma, fundamentada numa curvatura nominal, ao considerar na análise a curvatura na secção crítica no instante da rotura, verifica-se uma independência entre os esforços atuantes na estrutura e as ações de segunda ordem. Em determinadas circunstâncias, este método pode conduzir a soluções excessivamente conservativas.

O método da rigidez nominal encontra-se calibrado para o processo de dimensionamento de estruturas de betão armado. A aplicação desta metodologia torna-se razoável, em estruturas onde a solução de armaduras é condicionada pelos efeitos de segunda ordem.

A caracterização da rigidez nominal da estrutura não é um processo rápido e de simples utilização em projeto, pois requer uma análise de cada elemento de forma independente. É necessário conhecer, à partida, os esforços e soluções de armadura da estrutura, a fim de efetuar um processo iterativo para o seu cálculo. Por outro lado, o próprio Eurocódigo 2 (CEN 2010) não apresenta uma proposta para a caracterização da rigidez nominal a considerar nas vigas.

No comportamento global da estrutura de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), uma abordagem de segunda ordem que utiliza os valores nominais de rigidez de flexão deve ter em conta os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência. Também é possível a aplicação desta redução a elementos adjacentes que intervêm na análise, como vigas, lajes ou fundações.

A elaboração de vários exemplos estruturais permite um melhor estudo da implicação destes efeitos, sendo para este efeito preferíveis as estruturas idealizadas, uma vez que facilitam o controlo dos resultados obtidos, permitindo assim retirar melhores conclusões. Desenvolver-se-ão estudos em estruturas com diferentes sistemas de contraventamento, nomeadamente em pórtico e misto pórtico-parede.

Nos sistemas de contraventamento em pórtico, os principais elementos estruturais são as vigas e pilares e a rigidez do edifício face a ações laterais é assegurada pelo comportamento conjunto de todos estes

elementos. No caso dos edifícios com contraventamento misto pórtico-parede, a rigidez lateral da estrutura é assegurada não só por paredes e núcleos, mas também pelo contributo do efeito de pórtico. Há, ainda, cenários onde a rigidez dos elementos parede e núcleo é tão elevada que o contributo do efeito pórtico pode ser desprezado. Em todas as situações referidas anteriormente, a caracterização da rigidez dos diferentes elementos efetuar-se-á de acordo com o Eurocódigo 2 (CEN 2010), avaliando-se as vantagens e as desvantagens das diferentes propostas apresentadas pela norma.

Para facilitar a aplicação do método, torna-se imperativo um pré-dimensionamento dos elementos estruturais, tendo em conta valores correntes de estruturas de betão armado. Utilizar-se-ão valores comuns para as características geométricas e materiais dos elementos, bem como para as soluções de armadura dos pilares e vigas. Relativamente às ações e às combinações de ações, estas serão determinadas através do Eurocódigo 1.

3.2. EFEITOS DE SEGUNDA ORDEM EM EDIFÍCIOS

Os efeitos de segunda ordem assumem especial relevância no comportamento estrutural de elementos relativamente flexíveis. O Eurocódigo 2 (CEN 2010) propõe abordagens para elementos isolados e para a avaliação dos efeitos globais em edifícios, sendo estes últimos, o objeto de análise neste ponto da dissertação.

Os efeitos de segunda ordem em estruturas podem ser ignorados quando representam menos de 10% dos efeitos de primeira ordem. Este é um critério base na análise dos efeitos de segunda ordem. No entanto, este critério pode ser adaptado nas situações em que haja um sistema de contraventamento sem deformações significativas de esforço transversal, e cujos efeitos de segunda ordem podem ser ignorados caso respeitado o critério definido na expressão 3.1.

$$F_{V,Ed} \leq 0,1 \cdot F_{V,BB} \quad 3.1$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total nos elementos de contraventamento e contraventados;

$F_{V,BB}$ – carga global nominal de encurvadura para flexão global.

Na ausência de análises mais rigorosas, a carga global nominal de encurvadura dos elementos de contraventamento para flexão global determina-se pela expressão 3.2: a deformada do elemento de contraventamento, é semelhante ao de um em consola, com um carregamento axial uniforme em altura, simulando a carga dos diferentes pisos.

$$F_{V,B} = \xi \cdot \frac{\Sigma EI}{L^2} \quad 3.2$$

em que:

ξ - coeficiente que depende do número de pisos, da variação de rigidez, da rigidez do encastramento na base e da distribuição das cargas, ver expressão 3.3

ΣEI – soma dos fatores de rigidez de flexão dos elementos de contraventamento na direção considerada, incluindo eventuais efeitos da fendilhação, ver expressão 3.18;

L – altura total do edifício acima do nível da secção de encastramento.

Se a estrutura apresentar uma rigidez constante ao longo da altura, e a carga vertical total aumentar a mesma quantidade por piso, o coeficiente ξ , utilizado na expressão 3.2, pode ser definido, de acordo com a expressão 3.3.

$$\xi = 7,8 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1} \cdot \frac{1}{1 + 0,7 \cdot k} \quad 3.3$$

em que:

n_s – número de pisos;

k – flexibilidade relativa da secção de encastramento, expressa na expressão 3.4

$$k = (\theta/M) \cdot (EI/L) \quad 3.4$$

em que:

θ – rotação na base para o momento fletor M ;

EI – rigidez nominal de acordo com a expressão 3.18;

L – altura total do elemento de contraventamento.

Num cenário de encastramento perfeito, o valor utilizado para a flexibilidade relativa é nulo. Na realidade, a obtenção de um encastramento perfeito torna-se praticamente impossível, sendo, frequentemente, utilizado o valor de k igual a 0,1.

As expressões anteriores, constam do anexo H do Eurocódigo 2 (CEN 2010), sendo propostas para avaliar os efeitos de segunda ordem nas estruturas com sistemas de contraventamento constituídos por paredes ou núcleos. No entanto, no corpo principal da norma, é apresentada uma expressão genérica para determinar a dispensa dos efeitos em edifícios.

O critério em causa, encontra-se representado na expressão 3.5, e resulta da combinação das expressões 3.1, 3.2, 3.3 e 3.4. Porém, esta verificação apenas é válida, caso sejam satisfeitas as seguintes condições:

- A instabilidade à torção não é condicionante;
- As deformações globais por corte são desprezáveis (como num sistema de contraventamento constituído, principalmente, por paredes de travamento sem grandes aberturas);
- Os elementos de contraventamento estão fixos rigidamente à base, ou seja, as rotações na base são desprezáveis;
- A rigidez dos elementos de contraventamento é razoavelmente constante ao longo da altura;
- A carga vertical total aumenta, aproximadamente, a mesma quantidade por piso.

Estando satisfeitos os critérios anteriormente referidos, os efeitos globais de segunda ordem em edifícios poderão ser ignorados, caso seja cumprido o critério definido na expressão 3.5.

$$F_{V,Ed} \leq 0,31 \cdot \frac{n_s}{n_s + 1,6} \cdot \frac{\sum E_{cd} I_{cd}}{L^2} \quad 3.5$$

em que:

$F_{V,Ed}$ – carga vertical total (nos elementos contraventados e nos de contraventamento);

n_s – número de pisos;

L – altura total do edifício acima do nível encastramento;

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão;

I_{cd} – momento de inércia (secção de betão não fendilhada) do(s) elemento(s) de contraventamento;

Se os elementos de contraventamento não se encontrarem fendilhados em estado limite último, o valor de 0,31, apresentado na expressão 3.5, pode ser substituído por 0,62.

Nos cenários onde a dispensa dos efeitos de segunda ordem não se aplica, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) apresenta três abordagens possíveis. Um primeiro método de análise, designado por método geral, fundamentado numa análise não linear de segunda ordem, e dois métodos simplificados baseados numa rigidez nominal e numa curvatura nominal, respetivamente.

Para edifícios, o método mais adequado é o método baseado numa rigidez nominal, consistindo fundamentalmente na correção da rigidez a ter em conta no comportamento global, incorporando os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência. No ponto 3.3 deste capítulo, caracteriza-se detalhadamente a rigidez nominal dos diferentes elementos estruturais.

Calculada a rigidez nominal, este método considera os efeitos de segunda ordem mediante uma amplificação dos efeitos de primeira ordem. Na expressão 3.6, encontra-se representado o coeficiente de amplificação, β_2 , utilizado na majoração dos efeitos de primeira ordem, ou nas ações horizontais, incluindo as imperfeições geométricas.

$$\beta_2 = \frac{1}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_B}} \quad 3.6$$

em que:

N_{Ed} – carga vertical total (em elementos contraventados e de contraventamento);

N_B – carga de encurvadura baseada na rigidez nominal.

Uma adequada avaliação do coeficiente de amplificação β_2 requer o conhecimento da carga global de encurvadura. Conforme já mencionado, no capítulo 2, a carga de encurvadura pode ser obtida com

auxílio do *software SAP2000*, tendo em atenção os aspetos referidos anteriormente. A sua inadequada avaliação pode provocar valores excessivos de amplificação. De acordo com a Figura 3.1, a variação do coeficiente de amplificação, β_2 , em função do quociente entre N_{Ed} e N_B , apresenta uma variação exponencial. Para valores de rácio superiores a 0,5, o coeficiente de majoração aumenta significativamente.

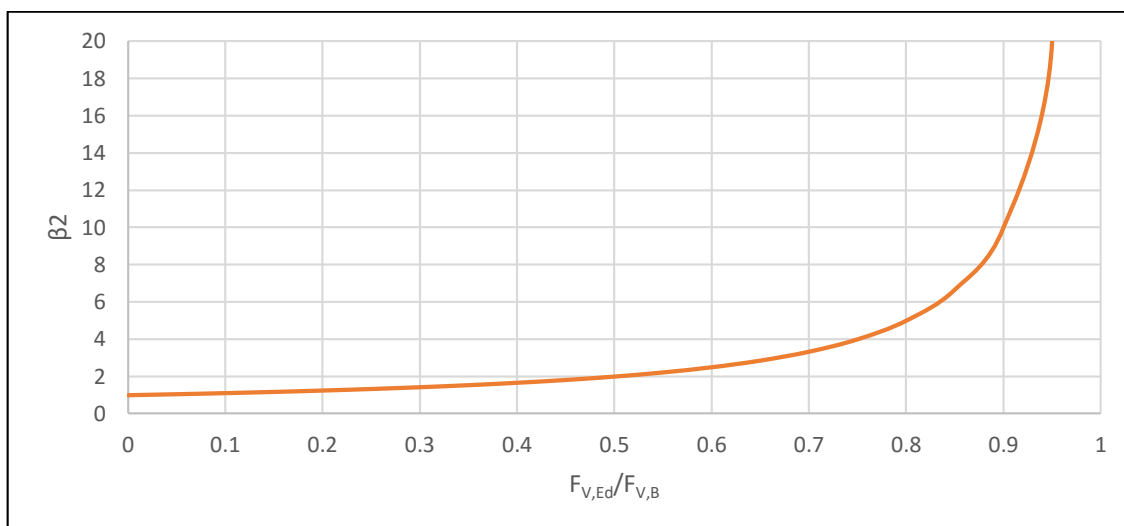


Figura 3.1 - Variação do coeficiente de amplificação

Em suma, os procedimentos necessários para a elaboração de uma análise dos efeitos de segunda ordem, encontram-se representados no fluxograma na Figura 3.2.

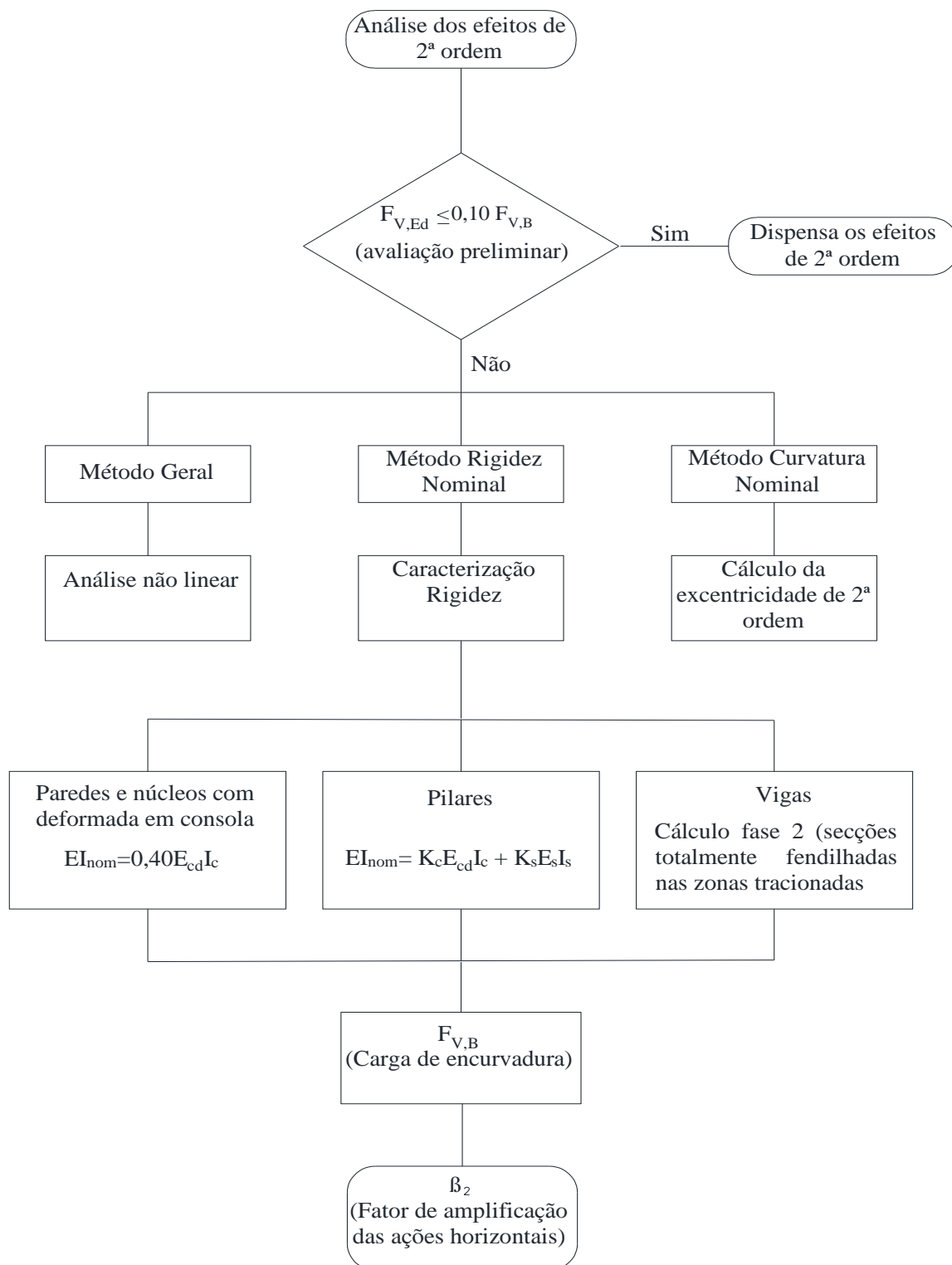


Figura 3.2 – Fluxograma para avaliação dos efeitos de 2ª ordem

Na figura anterior está esquematizado o procedimento de análise dos efeitos de 2ª ordem. Este processo inicia-se com uma tomada de decisão sobre a necessidade de considerar estes efeitos na análise da estrutura. Em determinadas situações, a análise pode ser realizada através das expressões apresentadas

no Eurocódigo 2 (CEN 2010) que calculam a carga nominal de encurvadura, de forma simplificada. Estas abordagens que a norma disponibiliza para o cálculo, avaliam a carga, de forma conservativa. Quando não se verifica a dispensa destes efeitos, o regulamento propõe 3 metodologias para realizar a abordagem. O fluxograma da Figura 3.2 esboça uma estratégia baseada numa rigidez nominal, uma vez que a sua aplicação é um dos principais objetivos deste trabalho. A sua avaliação pode recorrer a duas metodologias alternativas: uma que tem por base uma curvatura nominal e outra uma análise não linear, designada por método geral. O método da curvatura nominal é o mais adequado para elementos isolados, sujeitos a um esforço nominal constante. O cálculo da curvatura admite a cedência das armaduras, o que leva a uma abordagem sobrestimada, nos cenários onde a armadura não atinge este patamar (Westerberg 2004).

3.3. CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL

Na avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios é necessário considerar uma rigidez nominal nos diferentes elementos da estrutura. Segundo o Eurocódigo 2, esta é a forma adequada de calcular a redução de rigidez.

O ponto 5.8.7.2 da norma propõe a determinação de uma rigidez que reflita, separadamente, a contribuição da secção de betão e da armadura, tendo em conta os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência. A expressão 3.7 permite calcular a rigidez nominal aplicada a elementos comprimidos esbeltos, nomeadamente os pilares, onde o esforço axial, por norma, é predominante. A aplicação deste método requer o conhecimento dos esforços de primeira ordem da estrutura, que dependem da sua rigidez. Assim sendo, o seu cálculo é efetuado através de um processo iterativo.

Através do conhecimento da solução de armaduras e do coeficiente de fluência efetivo, φ_{ef} , a aplicação do método da rigidez nominal inicia-se obtendo os coeficientes K_c e K_s , que afetam as componentes de rigidez $E_c I_c$ e $E_s I_s$. Neste processo de cálculo, há a necessidade de calcular o coeficiente de esbelteza que, por sua vez, depende do comprimento efetivo do elemento.

$$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s \quad 3.7$$

em que:

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade do betão, patente na expressão 3.8

$$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_{cE} \quad 3.8$$

Nota: O valor de γ_{cE} recomendado em Portugal é 1,2.

I_c – momento de inércia da secção transversal de betão;

E_s – valor de cálculo do módulo de elasticidade do aço das armaduras;

I_s – momento de inércia das armaduras, relativamente ao centro da área de betão;

K_c – coeficiente que engloba os efeitos da fendilhação, da fluência, etc. (ver expressões 3.10 ou 3.15);

K_s – coeficiente que tem em consideração a contribuição das armaduras, expresso nas equações 3.93.9 e 3.14.

Em função da taxa geométrica de armaduras, o Eurocódigo 2 propõe diferentes abordagens ao método.

Se $\rho \geq 0,002$, então:

$$K_s = 1 \quad 3.9$$

$$K_c = k_1 k_2 / (1 + \varphi_{ef}) \quad 3.10$$

em que:

ρ – taxa geométrica de armaduras, A_s/A_c ;

A_s – área total das armaduras;

A_c – área da secção transversal de betão;

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo.

k_1 – coeficiente que depende da classe de resistência do betão, ver expressão 3.11;

k_2 – coeficiente que depende do esforço normal e da esbelteza, ver expressão 3.12.

$$k_1 = \sqrt{f_{ck}/20} \text{ (MPa)} \quad 3.11$$

$$k_2 = n \cdot \frac{\lambda}{170} \leq 0,20 \quad 3.12$$

em que:

n – esforço normal reduzido, $N_{Ed} / (A_c f_{cd})$;

λ – coeficiente de esbelteza;

Caso o coeficiente de esbelteza, λ , não esteja definido, k_2 pode ser determinado através da expressão 3.13.

$$k_2 = n \cdot 0,30 \leq 0,20 \quad 3.13$$

Como alternativa simplificada, desde que $\rho \geq 0,01$, os coeficientes K_c e K_s , possam assumir os valores definidos nas equações 3.14 e 3.15, respetivamente.

$$K_s = 0 \quad 3.14$$

$$K_c = 0,3 / (1 + 0,5 \varphi_{ef})$$

3.15

No cálculo do coeficiente k_2 , (ver expressão 3.12), o coeficiente de esbelteza depende do comprimento efetivo do elemento. Para pilares de pórticos, o seu cálculo não é efetuado de forma direta e apresenta alguma complexidade, visto ser necessário o conhecimento das flexibilidades relativas dos encastramentos parciais das extremidades. Para facilitar a aplicação do método, no presente trabalho, será considerada a expressão 3.13 para o cálculo do coeficiente k_2 . Verificou-se, através vários exemplos, que o seu contributo é pouco influente no cálculo da rigidez nominal.

A Tabela 3.1 reflete os valores de rigidez nominal, obtidos segundo a expressão 3.7, considerando diferentes cenários de esforços e armadura. Neste trabalho foram consideradas diferentes situações do esforço normal reduzido. Para cada uma destas situações foram consideradas três taxas geométrica de armadura, 1%, 2% e 3%. Além da quantidade de armadura, também se ponderaram as diferentes disposições dos varões, de acordo com o tipo de esforço predominante na análise. Na Tabela 3.1 são apresentados os valores da rigidez nominal expressos na percentagem relativa à rigidez elástica inicial ($E_c I_c$).

Num cenário onde o elemento é condicionado por um elevado esforço axial, a colocação de 25% da armadura total em cada uma das faces, é comum em projeto. Esta disposição designa-se por “solução 1”. Quando os momentos fletores são mais condicionantes que os esforços axiais, a colocação de armadura concentrada nas duas faces paralelas à direção do vetor momento, torna-se uma solução mais eficiente. Uma situação que apresenta 50% da armadura total em cada uma destas faces, designou-se por “solução 2”.

A geometria da secção transversal também é influenciada pelos diferentes níveis de esforços a que a estrutura está sujeita. A colocação de igual armadura nas 4 faces, a relação entre a altura (h) e a largura (b) da secção transversal apresenta, correntemente, um valor unitário ($h/b=1$). Perante uma solução de armadura concentrada apenas em duas faces, as secções exibem uma geometria mais alongada, estabelecendo relações comuns em projeto na ordem de $h/b=0,6$

Tabela 3.1 - Rigidez nominal expressa em percentagem da rigidez $E_c I_c$ em função do esforço normal reduzido e da taxa geométrica de armadura

Esforço Normal Reduzido (n)	Taxa geométrica de armadura (ρ)	h/b = 1,0		h/b = 0,6	
		Solução 1	Solução 2	Solução 1	Solução 2
0,10	1%	11%	14%	10%	14%
	2%	15%	24%	17%	24%
	3%	23%	32%	24%	32%
0,20	1%	13%	15%	11%	16%
	2%	16%	25%	19%	25%
	3%	24%	33%	25%	33%
0,30	1%	14%	16%	13%	17%
	2%	18%	26%	20%	26%
	3%	25%	34%	26%	34%
0,40	1%	15%	18%	14%	18%
	2%	19%	27%	21%	28%
	3%	26%	35%	27%	35%
0,50	1%	17%	19%	16%	20%
	2%	20%	29%	22%	29%
	3%	28%	36%	28%	36%
0,60	1%	18%	21%	17%	21%
	2%	22%	30%	24%	30%
	3%	29%	37%	30%	37%
0,70	1%	19%	21%	18%	22%
	2%	22%	30%	25%	31%
	3%	30%	38%	30%	38%
0,80	1%	19%	21%	18%	22%
	2%	22%	30%	25%	31%
	3%	30%	38%	30%	38%

Os resultados apresentados anteriormente, relevam uma maior mobilização de rigidez com o aumento do esforço normal reduzido e da taxa geométrica de armadura. Um esforço axial mais elevado conduz a uma rigidez nominal mais elevada. Para uma situação de esforço normal reduzido, com valores de 0,1 e 0,8, a rigidez nominal mobilizada sofre um acréscimo de, aproximadamente 10%, para uma mesma secção e solução de armadura. Nas taxas geométricas de armadura de 1% e 3%, o acréscimo de rigidez é superior a 10%, para uma determinada secção, com o mesmo esforço normal reduzido. Este acréscimo de rigidez ocorre, porque as armaduras apresentam um contributo superior ao da secção de betão, aquando do cálculo da rigidez nominal do elemento. (Vaquinhas 2014)

No que diz respeito à disposição de armaduras, a “solução 2” apresenta valores de rigidez nominal um pouco superiores, dado que a sua concentração, em apenas duas faces, provoca impacto no valor do momento de inércia, mobilizando assim uma maior rigidez. A relação entre a altura e a largura da secção, é pouco relevante na rigidez nominal, apresentado valores muito próximos, relativamente às duas situações analisadas.

Após uma análise detalhada da tabela anterior e, identificados os parâmetros que mais contribuem para a caracterização da rigidez nominal, na Tabela 3.2 propõe valores de rigidez nominal mobilizada para diferentes taxas de armadura. Definiram-se intervalos de esforço normal reduzido para as duas soluções de disposição de armadura (Solução 1 – 25% de armadura por face; Solução 2 – 50% em apenas duas faces). De acordo com esta proposta a rigidez nominal, EI, de um pilar com uma taxa de armadura de 1%, uma armadura igualmente distribuída nas quatro faces e um valor do esforço axial reduzido $n=0,7$ será:

$$EI = 0,20 E_c I_c. \quad 3.16$$

Tabela 3.2- Proposta de caracterização da rigidez nominal em pilares

Esforço Normal Reduzido (n)	Taxa geométrica de armadura (ρ)	Solução 1	Solução 2
$n \leq 0,2$	1%	10%	15%
	2%	15%	25%
	3%	20%	30%
$0,20 < n \leq 0,5$	1%	15%	15%
	2%	20%	25%
	3%	25%	30%
$n > 0,5$	1%	20%	20%
	2%	20%	30%
	3%	30%	35%

Para os elementos adjacentes aos pilares, nomeadamente as vigas, a equação 3.7 não se aplica, uma vez que se encontra calibrada para elementos sujeitos a elevados esforços de compressão. Nas vigas, onde os esforços de flexão são preponderantes, a norma propõe a não consideração da secção transversal de betão que se encontra tracionada, admitindo total fendilhação nessa zona da secção (cálculo em fase 2), considerando o módulo efetivo do betão, $E_{cd,eff}$, definido na expressão 3.17.

$$E_{cd,eff} = E_{cd} / (1 + \varphi_{ef}) \quad 3.17$$

em que:

E_{cd} – valor de cálculo do módulo de elasticidade;

φ_{ef} – coeficiente de fluência efetivo.

A fim de generalizar os resultados da percentagem de rigidez mobilizada, numa viga sujeita a flexão simples, foram elaborados vários cenários de secção transversal, considerando valores de taxas geométricas de armadura variáveis entre 0,5 e 2,5%, estabelecendo-se, no entanto, 1,0 e 2,0% como os

valores mais correntes em projeto. Existem, porém, casos particulares onde essa taxa pode ser superior ou inferior, devido, por exemplo, a questões arquitetônicas.

No cálculo da rigidez em fase fendilhada e, tendo em conta a contribuição da fluência, utilizaram-se as expressões de resistência dos materiais considerando apenas a secção ativa de betão. (ver Figura 3.3.)

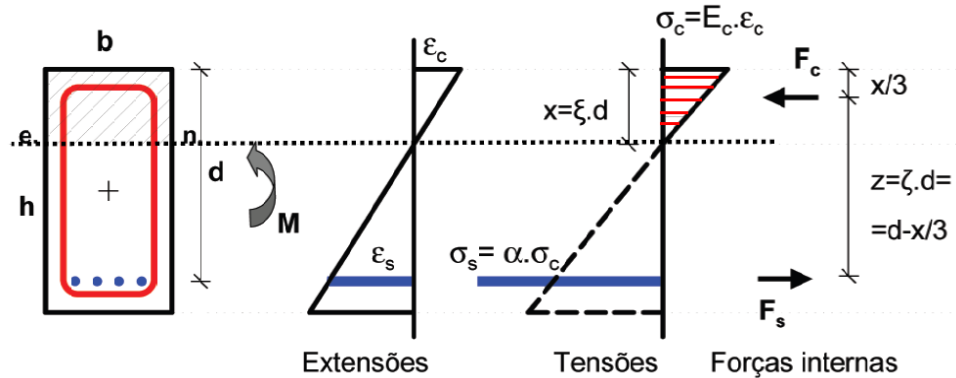


Figura 3.3 - Expressões da Resistência dos Materiais considerando apenas a secção ativa

Para facilitar a organização dos resultados, foram elaborados gráficos onde se manteve constante a relação entre a altura e largura da secção, e atribuídos valores de 1,0 e 0,5. O gráfico da Figura 3.4 mostra os resultados para $h/b=1,0$. Apesar deste caso não se tratar de uma situação normal para as vigas, pretende-se, com esta análise, determinar a influência da variação de secção na rigidez, ponderando várias soluções e mantendo entre h/b a mesma relação e a mesma taxa geométrica de armadura.

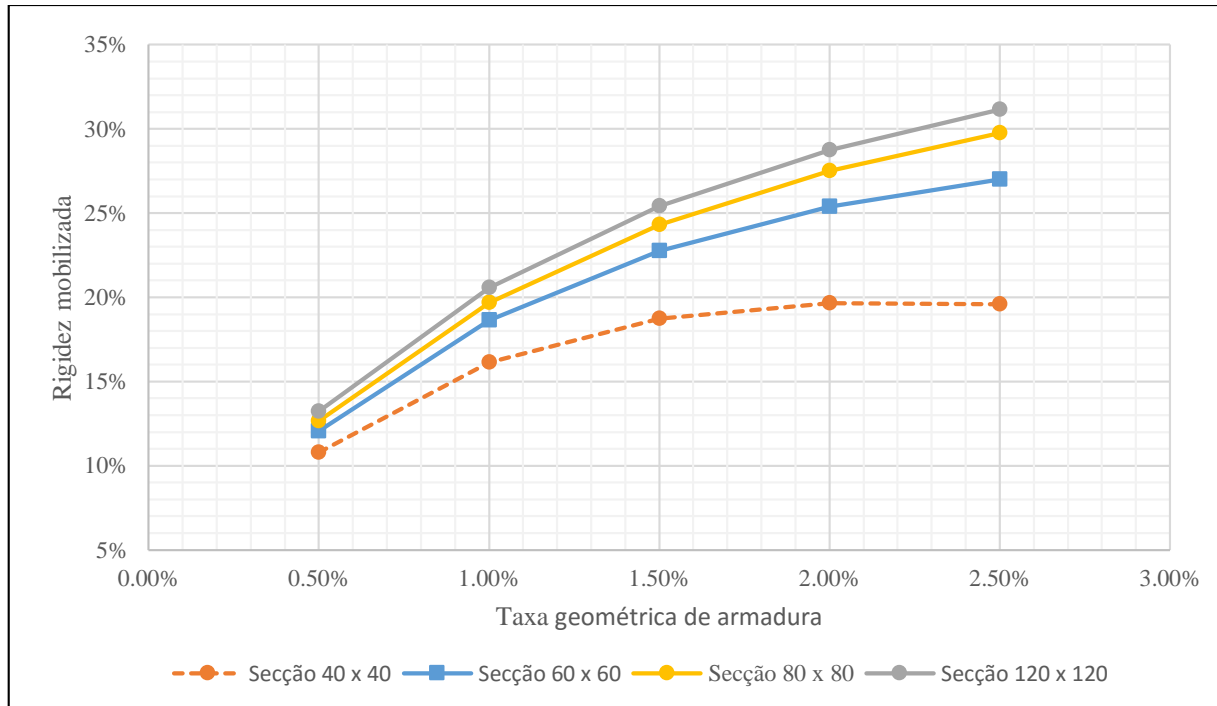


Figura 3.4 - Rigidez mobilizada para secção com relação $h/b=1,0$

Analisando o gráfico anterior, verifica-se que, para uma mesma taxa geométrica de armadura, um aumento da área da secção de betão permite mobilizar uma maior rigidez nas vigas. Contudo, essa diferença é mais relevante nos valores de taxas de armadura superiores. Para aqueles até 1,5%, a rigidez mobilizada não apresenta uma variação significativa.

Para taxas de armadura entre 1% e 1,5% a rigidez nominal das vigas varia entre 15% e 25% da rigidez elástica $E_c I_c$. Para taxas de armadura inferiores, entre 0,5% e 1% a rigidez nominal corresponde a 10% a 20% da rigidez elástica inicial.

No entanto, o exemplo, previamente citado, não simula adequadamente a questão de uma viga. Na Figura 3.5 estabelece-se uma relação h/b igual a 0,5, um valor mais adequado à correlação entre largura e altura. Neste caso, foram consideradas várias soluções de geometria, variando, apenas, a área da secção de betão.

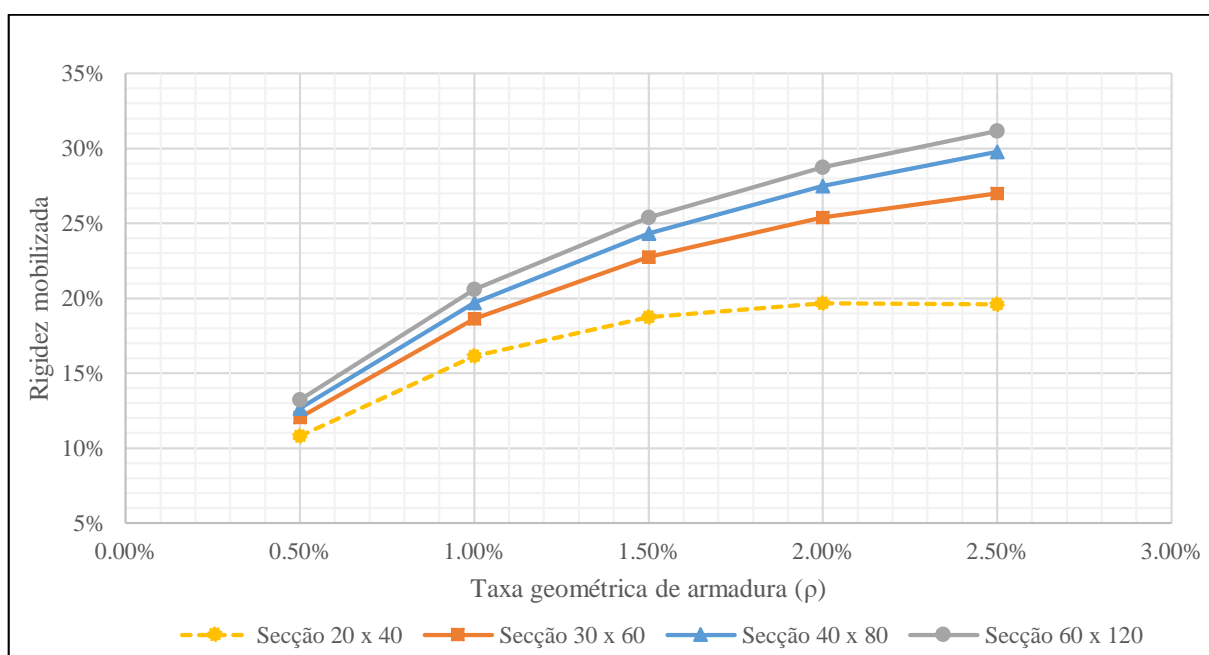


Figura 3.5 - Rigidez mobilizada para secção com relação $h/b=0,50$

Na situação anterior, verifica-se que, para taxas até 1,5%, os valores de redução da rigidez são consideravelmente próximos. Porém, para uma altura de secção de 0,40 m, a rigidez mobilizada sofre uma redução, que se destaca relativamente às outras secções. Este resultado mostra a dependência da altura da secção no cálculo da rigidez mobilizada nas vigas. Para avaliar essa possibilidade, na Figura 3.6 encontram-se os valores de uma análise, na qual se fixou a largura e se variou a altura.

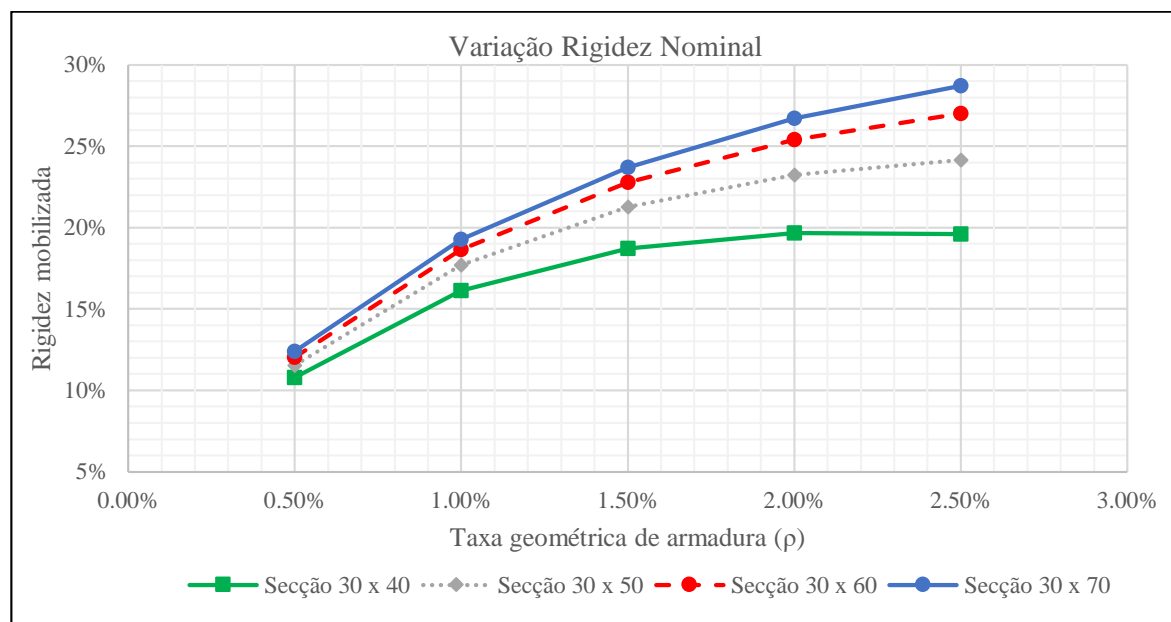


Figura 3.6 - Rigidez mobilizada para secção com largura fixa e altura variável

Os resultados desta análise não diferem significativamente dos valores obtidos na Figura 3.4 e Figura 3.5. A variação da altura da secção causa, efetivamente, uma variação da rigidez mobilizada. No entanto, os valores para uma taxa de armadura igual continuam a variar, ligeiramente.

Nos exemplos considerados, a taxa geométrica de armadura é o critério que mais condiciona a rigidez mobilizada. Efetuando uma análise conservativa dos gráficos anteriores, na Tabela 3.3 apresenta-se uma proposta dos valores a adotar para a percentagem de rigidez mobilizada, em função da rigidez elástica inicial, $E_c I_c$.

Tabela 3.3 - Rigidez mobilizada efetuando variação da taxa geométrica de armadura

Taxa geométrica de armadura (ρ)	Percentagem de rigidez mobilizada
0,50%	10%
1,00%	15%
1,50%	20%
$\geq 2,00\%$	25%

Conforme já foi mencionado, os valores referidos na Tabela 3.3 foram obtidos de forma conservativa. Contudo, o Eurocódigo propõe a redução ao longo de toda a secção longitudinal da viga. Esta é uma medida que também se encontra pelo lado da segurança, uma vez que os esforços variam ao longo da viga. Para avaliar o impacto das considerações feitas na tabela anterior, no próximo subcapítulo aplicar-se-á a mesma em vários cenários estruturais.

Por fim, no anexo H do Eurocódigo 2 (CEN 2010), a redução de rigidez está associada a elementos de contraventamento sem deformações significativas de esforço transversal, que apresentam uma

deformada característica de elementos em flexão (como por exemplo, paredes, núcleos, etc...). Esta consideração é efetuada quando não existe uma avaliação mais rigorosa da rigidez. O valor a utilizar encontra-se apresentado na expressão 3.18 e corresponde a um elemento em fase fendilhada.

$$EI = 0,4 E_{cd} I_c \quad 3.18$$

em que:

E_{cd} - valor de cálculo do módulo de betão, conforme a expressão 3.8;

I_c – momento de inércia do elemento de contraventamento.

No caso da secção não se encontrar fendilhada no estado limite último, o valor 0,4 da expressão 3.18, poderá ser substituído por 0,8.

3.4. EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Pretende-se neste subcapítulo avaliar métodos e considerações previamente apresentados, nomeadamente, no que concerne à avaliação dos efeitos de segunda ordem em edifícios e na caracterização da rigidez nominal. Para este efeito foram considerados vários modelos que pretendem simular o comportamento de diferentes estruturas.

Para caracterizar a rigidez dos pilares foi desenvolvida uma folha de cálculo automática, através do *software Microsoft Excel*. Este, ao realizar uma interação com o programa de cálculo, *SAP2000*, determina para cada um dos elementos a rigidez exata a mobilizar, um valor variável com o nível de esforços e percentagem de armadura.

Nos pontos seguintes deste capítulo avaliar-se-ão estruturas, associadas a diferentes comportamentos estruturais. Num primeiro caso, abordar-se-á o comportamento apenas em pórtico, ou seja, analisar-se-á uma estrutura constituída apenas por vigas e pilares. Num segundo exemplo, ponderar-se-á uma outra formada por um sistema misto pórtico-parede, cuja rigidez lateral é assegurada pelo efeito de pórtico, em conjunto com as paredes. Finalmente, ter-se-á em conta uma estrutura idealizada, que pretende simular o comportamento de um edifício, no qual a rigidez é globalmente garantida por paredes, desprezando o contributo do efeito pórtico.

Para os exemplos apresentados, as características geométricas e materiais encontram-se na Tabela 3.4. É utilizado o mesmo esquema estrutural, mas com paredes em diferentes posições e de comprimento variável. Relativamente à armadura considerada para pilares e vigas, foi admitido um valor da taxa geométrica de armadura de 1,5%, utilizado, usualmente, em projeto de estrutura no pré-dimensionamento destes elementos. A Figura 3.7 representa uma solução de armaduras para um pilar tipo.

Tabela 3.4 - Características geométricas e materiais

Pilares		Vigas		Paredes	Lajes	Betão	Aço
b (m)	b (m)	b (m)	h (m)	e (m)	e (m)		
0,70	0,70	0,30	0,60	0,25	0,25	C25/30	A500 NR

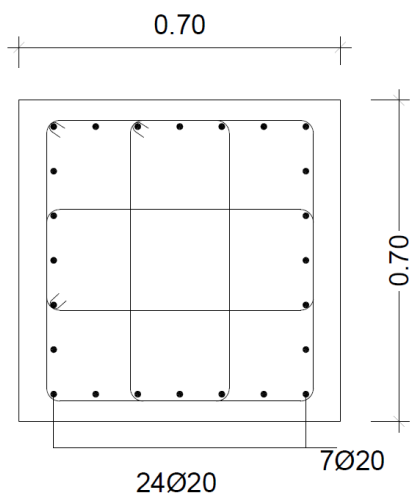


Figura 3.7 – Solução de armadura no pilar tipo

As ações consideradas na análise das estruturas, foram definidas segundo o Eurocódigo 1. Na Tabela 3.5 encontram-se os valores considerados para as restantes cargas permanentes (RCP), a sobrecarga (SOB) e a ação horizontal provocada pelo vento (W). As imperfeições geométricas (IMP) estão dependentes da estrutura a analisar e o seu valor será obtido, após a caracterização geométrica completa dos diferentes modelos em análise.

Tabela 3.5 - Ações aplicadas aos casos de estudo

PP	RCP	SOB	W
Definido pelo software	3 kN/m ²	4 kN/m ²	3,5 kN/m

Para determinar as imperfeições geométricas das estruturas, calcular-se-ão as forças horizontais equivalentes, H_i , relativas ao nível dos pisos, conforme representado na Figura 3.8. Esse cálculo é efetuado através da expressão 3.19 e requer o conhecimento de uma inclinação global da estrutura, θ_i , que pode ser determinada com base na expressão 3.20

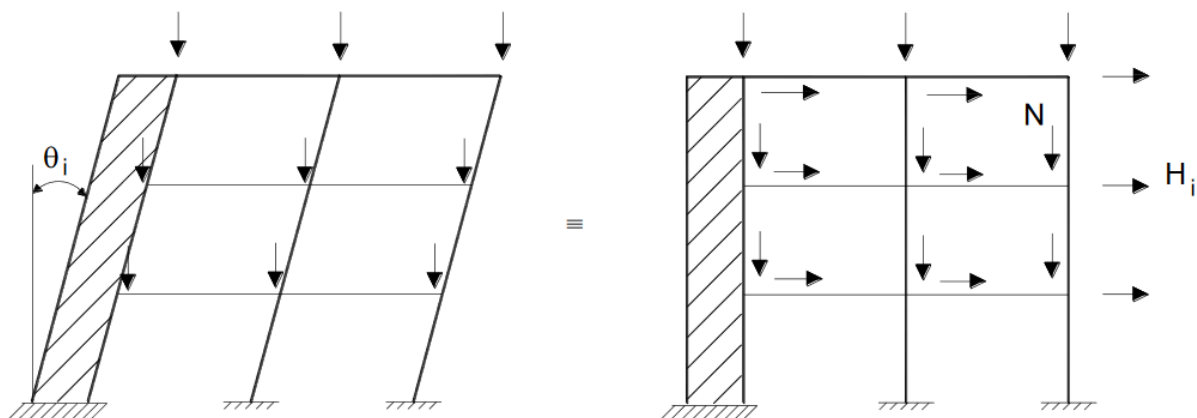


Figura 3.8 - Modelação dos efeitos das imperfeições em estruturas porticadas

$$H_i = \theta_i \cdot N \quad 3.19$$

em que:

θ_i – inclinação da estrutura que simula o desvio devido às imperfeições;

N – esforço normal entre pisos.

$$\theta_i = \theta_0 \cdot \alpha_h \cdot \alpha_m \quad 3.20$$

em que:

θ_0 – valor básico, o valor recomendado é 1/200

α_h – coeficiente de redução relativo ao comprimento ou à altura: $\alpha_h = 2/\sqrt{l}$; $2/3 \leq \alpha_h \leq 1$;

α_m – coeficiente de redução relativo ao número de elementos: $\alpha_m = \sqrt{0,5(1 + 1/m)}$;

l – altura do edifício (m);

m – número de elementos verticais que contribuem para o efeito total.

3.4.1. ESTRUTURA PORTICADA

Nos casos onde a rigidez da estrutura é assegurada apenas pelo conjunto de pórticos, o método geral e o fundamentado numa rigidez nominal são os mais adequados para analisar os efeitos globais de segunda ordem. Sendo as análises não lineares processos extremamente complexos e morosos, o método baseado numa rigidez nominal é o mais utilizado na resolução do problema. O exemplo apresentado neste ponto, pretende estudar a aplicabilidade deste método em estruturas constituídas apenas por pórticos. Na Figura 3.9 encontra-se representada a planta estrutural de um edifício idealizado que procura simular o efeito de pórtico na análise estrutural.

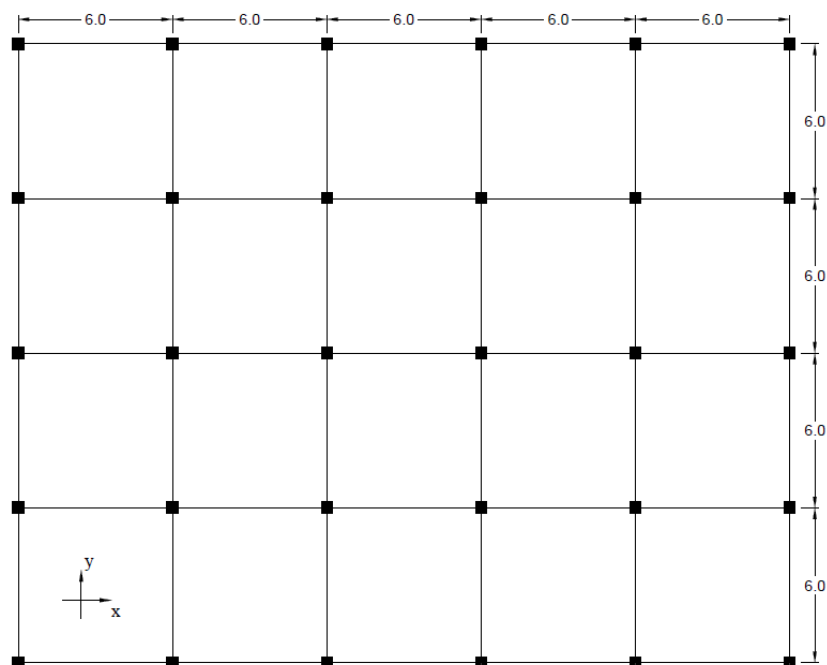


Figura 3.9 – Planta estrutural da estrutura com contraventamento composto por pórticos

O número de pisos do edifício foi estabelecido de forma a garantir um fator de amplificação da estrutura não desprezável. Devido à facilidade do cálculo da carga global de encurvadura, este foi elaborado para vários cenários de pisos, admitindo uma altura de 3,50 m entre eles e atribuindo à rigidez das vigas e pilares valores de referência obtidos no ponto 3.3, relativos a uma taxa geométrica de armadura de 1,5%. Desconhecendo, ainda, o nível de esforços a que a estrutura está sujeita, admitiu-se uma rigidez mobilizada de 20% da rigidez elástica inicial para os pilares e vigas, de acordo com as propostas apresentadas previamente. Na Tabela 3.6, encontram-se indicados os valores do fator de carga da estrutura e o respetivo coeficiente de amplificação tendo em conta vários cenários de piso.

Número de pisos	Fator de carga (λ)	Coeficiente de amplificação (β_2)
6	7,07	1,16
7	5,72	1,21
8	4,79	1,26

Tabela 3.6 - Coeficiente de amplificação para vários cenários de pisos

Para a solução de 7 pisos, nas condições de rigidez anteriormente referidas, o coeficiente de amplificação foi de 1,21. Estamos perante um valor razoável para amplificação das ações horizontais, distante da zona onde a função exponencial apresenta valores altamente variáveis (ver Figura 3.1).

A Figura 3.10 representa o modelo 3D da estrutura com 7 pisos que será analisada com mais detalhe neste ponto, elaborado em *SAP2000* e as duas vistas laterais, representadas na Figura 3.11.

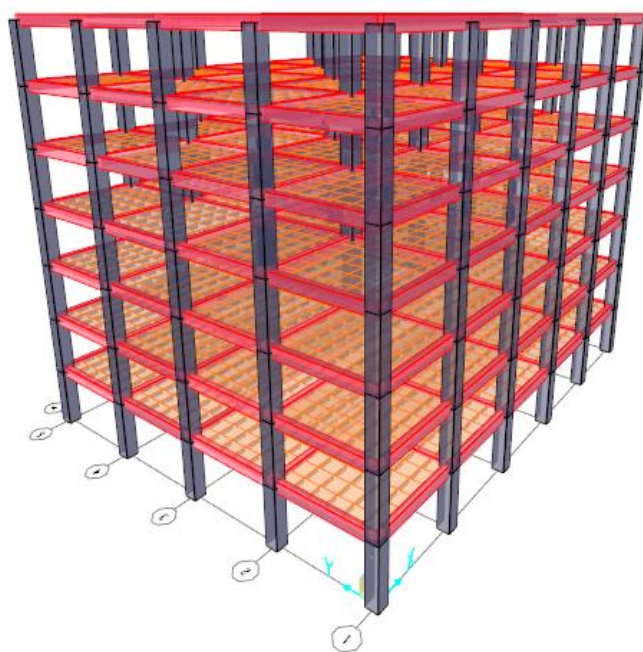


Figura 3.10 - Modelo 3D da estrutura porticada

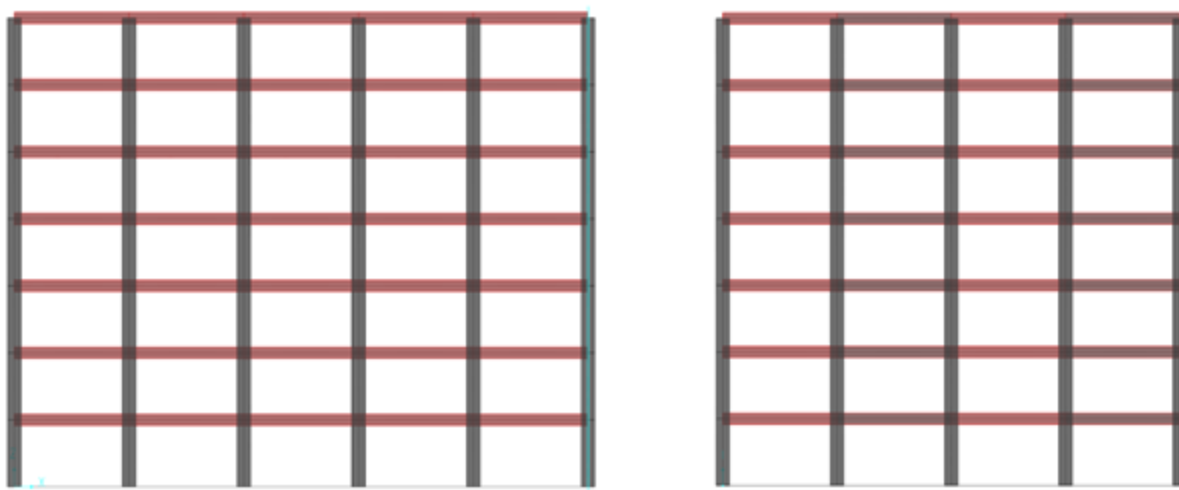


Figura 3.11 - Vistas laterais da estrutura porticada

Para avaliar os efeitos de segunda ordem da referida estrutura, elaborar-se-á uma análise baseada no cálculo do fator de amplificação, atribuindo uma rigidez nominal a todos os elementos. A caracterização da rigidez dos pilares, far-se-á através da expressão 3.7. É necessário um processo iterativo para a sua obtenção, uma vez que o seu cálculo depende dos esforços da estrutura. Relativamente à rigidez das vigas, serão tidos em conta diversos valores de quebra de rigidez, de forma a perceber qual o seu impacto na análise da estrutura. Na Tabela 3.8, o fator de carga da estrutura, pondera diferentes cenários de rigidez das vigas e efetua várias iterações para a obtenção da rigidez dos pilares.

Tabela 3.7 - Fatores de carga para a estrutura porticada com diferentes iterações

Rigidez mobilizada nas vigas	Estrutura Elástica	1ª Iteração	2ª Iteração
100%	27,66	14,76	14,62
50%	17,52	10,35	10,30
30%	12,50	7,51	7,54
20%	9,60	5,74	5,77
10%	6,18	3,57	3,58

A Figura 3.12 mostra o modo de encurvadura da estrutura utilizada na análise dos casos extremos de rigidez nominal. Para uma rigidez mobilizada de 100%, na figura apresentada à direita, a deformada da estrutura é mais acentuada nos pisos inferiores, sendo notório o efeito de pórtico no contraventamento da estrutura. Efetuando uma mobilização de 10%, o efeito de pórtico propaga-se por toda a altura do edifício, não sendo tão visível como na situação anteriormente mencionada.

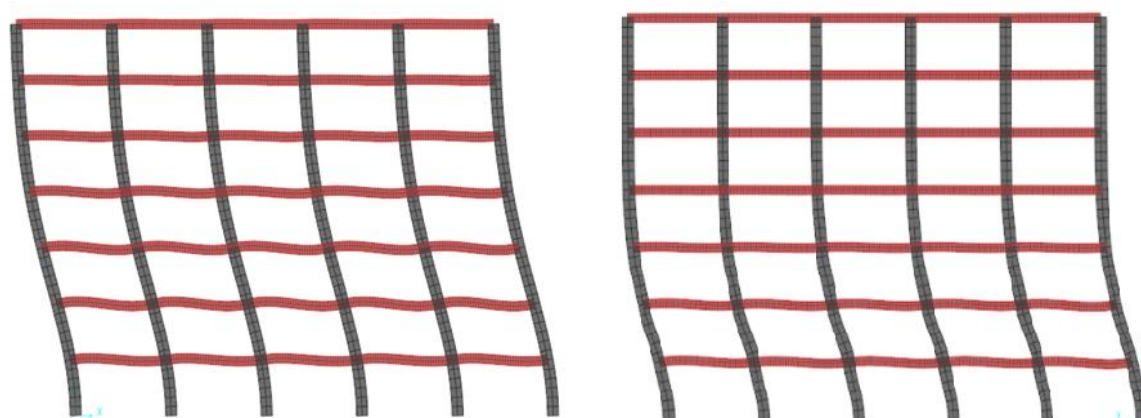


Figura 3.12 – Modo de encurvadura para uma rigidez nas vigas de 10% (esquerda) e 100% (direita)

Tabela 3.8 - Coeficiente de amplificação, β_2 , para estrutura porticada

Rigidez mobilizada nas vigas	Coeficiente de Amplificação (β_2)
100%	1,07
50%	1,11
30%	1,15
20%	1,21
10%	1,39

Ao caracterizar a rigidez nominal dos pilares (ver expressão 3.7), verifica-se que o coeficiente de amplificação, β_2 , se altera, consideravelmente, com a variação da rigidez das vigas. Admitindo o efeito

de pórtico como principal elemento de contraventamento do edifício, a rigidez das vigas é um fator preponderante na análise da estrutura, provocando consideráveis alterações no fator de amplificação β_2 .

Relativamente aos valores utilizados no pré-dimensionamento do número de pisos, a aplicação de 20% na rigidez mobilizada de todos os pilares, leva a valores muito aproximados dos da caracterização através do método referido na Tabela 3.7. Isto permite elaborar uma adequada caracterização da rigidez nominal dos pilares, para esta estrutura, através da proposta apresentada na Tabela 3.2.

De acordo com os valores da rigidez nominal das vigas apresentados anteriormente na Figura 3.6, pode admitir-se que em vigas com taxa de armadura da ordem de 1,5% a rigidez nominal das vigas varia entre 20 a 25% da rigidez elástica inicial. Assim, nesta situação, os efeitos globais de 2ª ordem vêm traduzidos por um fator de amplificação β_2 de cerca de 1,2. Uma redução da taxa de armadura das vigas para metade ($\rho = 0,50\%$), conduz a um valor de β_2 de cerca de 1,4, refletindo-se assim num agravamento dos efeitos de 2ª ordem de 15%.

3.4.2. ESTRUTURA MISTA – PÓRTICO/PAREDE

Em edifícios de betão armado, os elementos de maior dimensão como paredes ou núcleos são frequentes, uma vez que conferem à estrutura, uma maior rigidez lateral. Nestes casos, o valor da sua rigidez é significativamente superior ao da restante estrutura, o que leva a considerar apenas o seu contributo na análise dos efeitos de segunda ordem. No ponto 3.4.3 desta dissertação analisar-se-á um caso equivalente. No entanto, há casos onde o domínio da rigidez lateral não é totalmente assegurado pelas paredes ou núcleos, devido ao comportamento misto da estrutura no qual, o efeito pórtico, tem um importante contributo.

O exemplo apresentado neste subcapítulo, pretende estudar esta situação, tendo em conta as características geométricas e materiais definidas na Tabela 3.4 e as ações apresentadas na Tabela 3.5. A Figura 3.13, apresenta um esquema, em planta, de uma estrutura idealizada, na qual, as 4 paredes apresentadas, têm um contributo importante na análise de segunda ordem. Contudo, a sua dimensão é insuficiente para se poder desprezar o efeito dos pórticos.

Outra questão importante na análise deste exemplo reside na caracterização da rigidez nominal das 4 paredes. Sendo a largura considerada de apenas 2 metros, estas paredes são, usualmente, designadas por lâminas de betão armado, ou pilares alongados. Isto questiona a forma de caracterizar a rigidez nominal, se através da expressão 3.7, normalmente utilizada em pilares, ou da 3.18 que caracteriza a rigidez de paredes, que não apresentam deformações significativas de esforço transversal, ou seja, com deformada do tipo consola. Para tentar responder a esta questão, serão confrontados os resultados obtidos, aplicando as duas abordagens da caracterização da rigidez.

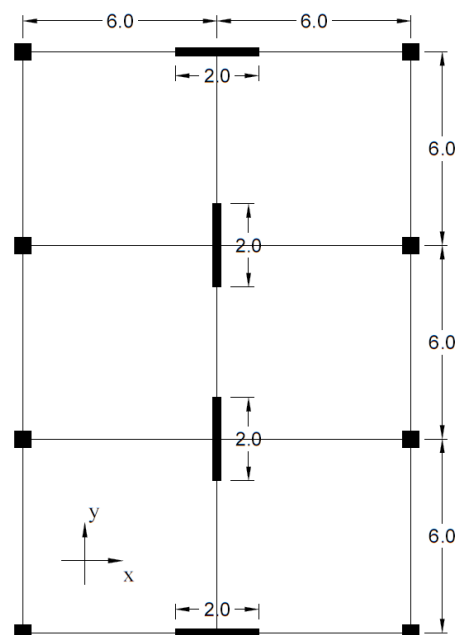


Figura 3.13 - Esquema em planta do exemplo de estrutura mista

Para definir o número de pisos do modelo, o critério utilizado será igual ao do capítulo anterior, ou seja, realizar o controlo de um excessivo coeficiente de amplificação, β_2 . Na caracterização da rigidez, aplicar-se-á uma taxa geométrica de armadura igual a 1,5%. Isto leva a uma mobilização de aproximadamente 20% da rigidez inicial das vigas, valor que também será utilizado nos restantes elementos, nomeadamente, nos pilares e nas paredes. Na Tabela 3.9 encontram-se os valores do fator de carga e do respetivo coeficiente de amplificação para vários cenários de piso, de acordo com o anteriormente referido.

Tabela 3.9 - Coeficiente de amplificação para vários cenários de pisos

Número de pisos	Fator de carga (λ)	Coeficiente de amplificação (β_2)
9	6,70	1,18
10	5,80	1,21
11	5,09	1,24

Uma amplificação na ordem dos 20%, corresponde a um valor aceitável e exequível em estruturas correntes. Neste contexto, a escolha de 10 pisos para o edifício, está adequada ao modelo em análise. A Figura 3.14 representa o modelo 3D desenvolvido em *SAP2000*, sendo, posteriormente, apresentadas duas vistas laterais do edifício na Figura 3.15.

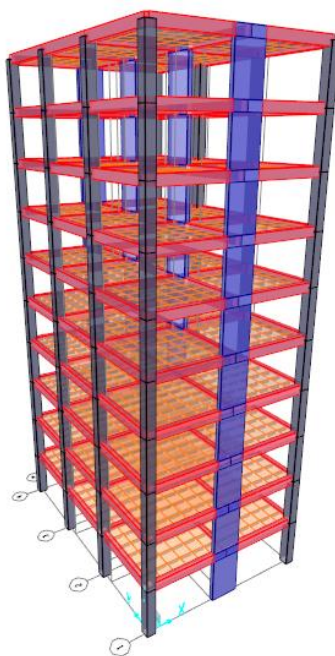


Figura 3.14 - Modelo 3D da estrutura mista (Pórtico/Parede)

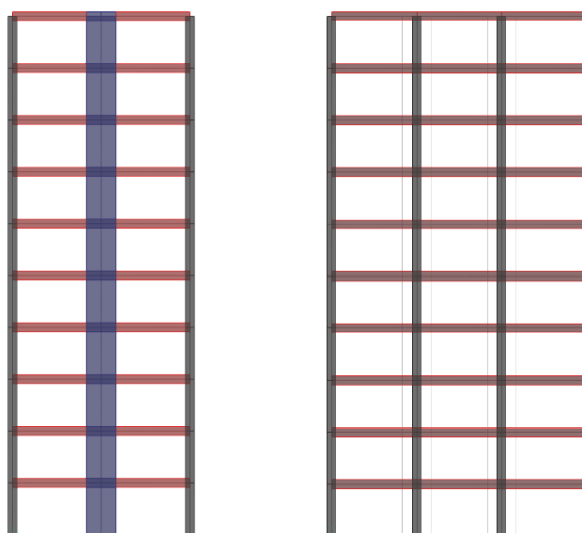


Figura 3.15 - Vista lateral da estrutura mista (Pórtico/Parede)

Um primeiro passo consiste na ponderação dos efeitos na análise da estrutura. O critério definido na expressão 3.1, obriga ao cálculo da carga de encurvadura com base na rigidez nominal da estrutura. Nesta fase da análise, ela ainda não foi obtida. No entanto, no pré-dimensionamento foi estipulado um valor para a rigidez de todos os elementos estruturais, o que conduzia a uma amplificação superior a 10%, necessitando, assim, da consideração destes efeitos. A abordagem para verificar a dispensa, tem por base a verificação da expressão 3.5. Contudo, as deformações por corte não são totalmente desprezáveis, visto que, parte do sistema de contraventamento, é constituída pelo efeito de pórtico.

Numa primeira abordagem, a rigidez das paredes considerada na análise das paredes, será calculada da mesma forma que a dos pilares, ou seja, através da expressão 3.7. Na Tabela 3.10 encontram-se os valores dos fatores de carga, tendo em conta duas iterações no cálculo dos mesmos. Para avaliar o contributo das vigas na rigidez da estrutura, à semelhança do exemplo anterior, serão ponderadas várias rigidezes mobilizadas nas vigas.

Tabela 3.10 - Fatores de carga para estrutura mista (Pórtico/Parede) considerando a primeira abordagem de rigidez das paredes

Rigidez mobilizada nas vigas	Estrutura Elástica	1ª Iteração	2ª Iteração
100%	25,33	14,28	14,16
50%	16,80	9,95	9,86
30%	12,31	7,44	7,39
20%	9,61	5,84	5,80
10%	6,33	3,81	3,78

Os resultados apresentados, demonstram que uma iteração é suficiente para a obtenção de valores aceitáveis para o fator de carga. Como seria espectável, os valores obtidos para este fator crescem, em função do aumento da rigidez mobilizada nas vigas, uma vez que o efeito de pórtico é mais preponderante. Na Figura 3.16 encontra-se representada a deformada de encurvadura da estrutura para os casos extremos de rigidez mobilizada. À esquerda da imagem, a estrutura está associada a uma mobilização de 100% da rigidez das vigas, enquanto a da direita, apenas a 10%. Em ambas é notório o efeito de pórtico. No entanto, na estrutura com maior rigidez nas vigas, este efeito é mais evidente e sentido, logo ao nível dos primeiros pisos.

Após termos a noção do fator de carga da estrutura, o passo seguinte passa pelo cálculo do fator de amplificação, β_2 . Na Tabela 3.11 apresentam-se os valores obtidos para os diferentes cenários de rigidez das vigas.

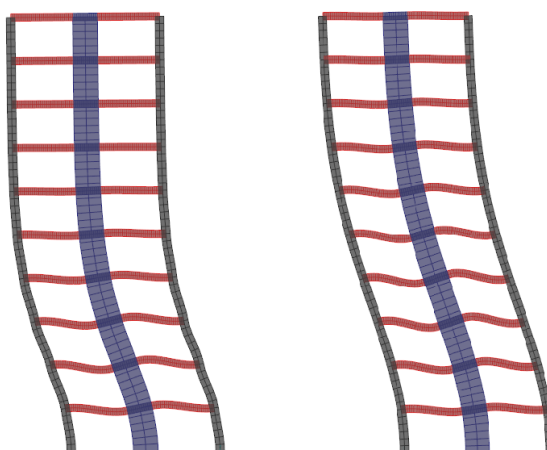


Figura 3.16 - Deformadas para uma rigidez nas vigas de 100% (esquerda) e 10% (direita)

Tabela 3.11 - Coeficiente de amplificação para estrutura mista (pórtico/parede) considerando a primeira abordagem de rigidez das paredes.

Rigidez mobilizada nas vigas	Coeficiente de Amplificação (β_2)
100%	1,08
50%	1,11
30%	1,16
20%	1,21
10%	1,36

No pré-dimensionamento do número de pisos da estrutura, atribuiu-se uma mobilização de 20% da rigidez a todos os elementos verticais e a vigas, sendo o valor obtido para o coeficiente de amplificação, o da tabela anterior. As considerações simplistas efetuadas, inicialmente, para a caracterização da rigidez levam a resultados muito próximos dos obtidos após uma caracterização mais detalhada. Valida-se, também para esta estrutura, a aplicação da proposta referida na Tabela 3.2. Porém a caracterização da rigidez das paredes levanta algumas dúvidas. A Tabela 3.12, contém os valores dos fatores de carga, caracterizando, agora, a rigidez através da expressão característica dos elementos em flexão (anexo H do Eurocódigo 2 (CEN 2010)).

Tabela 3.12 - Fatores de carga para estrutura mista (Pórtico/Parede) considerando a segunda abordagem de rigidez

Rigidez mobilizada nas vigas	Estrutura Elástica	1ª Iteração	2ª Iteração
100%	25,33	16,64	16,53
50%	16,80	11,55	11,49
30%	12,31	8,58	8,54
20%	9,61	6,69	6,67
10%	6,33	4,34	4,32

Neste cenário, os fatores de carga apresentam valores um pouco superiores à primeira abordagem de caracterização da rigidez nas paredes. Neste caso eles estão associados a uma redução de apenas 60%, enquanto, no primeiro caso, variam entre os 75% e os 90%, dependendo do nível de esforço axial.

A Tabela 3.13 representa os valores do coeficiente β_2 . Comparativamente aos valores obtidos anteriormente, e apesar da diferença apresentada, as alterações não são significativas. Para a situação de mobilização de 20% da rigidez das vigas, o coeficiente de amplificação sofre uma redução de apenas 3%.

Tabela 3.13 - Coeficiente de amplificação para estrutura mista (pórtico/parede) considerando a segunda abordagem de rigidez das parede

Rigidez mobilizada nas vigas	Coeficiente de Amplificação (β_2)
100%	1,06
50%	1,10
30%	1,13
20%	1,18
10%	1,30

A análise dos resultados indica que as duas abordagens para a caracterização da rigidez não apresentam diferenças significativas. Contudo, a utilização do procedimento apresentado na expressão 3.7, leva à obtenção de resultados mais conservativos, uma vez que a quebra de rigidez nas paredes é relativamente superior.

3.4.3. ESTRUTURA CONTRAVENTADA

Habitualmente, os edifícios de betão armado são dotados de elementos de contraventamento de elevada rigidez, como paredes ou núcleos, que dispensam o contributo dos restantes elementos na análise dos efeitos de segunda ordem. Neste ponto, pretende-se estudar a importância do efeito de pórtico numa estrutura que contém elementos de elevada rigidez, nomeadamente 4 paredes de elevada dimensão que participam no seu contraventamento.

A Figura 3.17 representa o esquema, em planta, da estrutura em estudo. Foram colocadas paredes em lugares estratégicos, como nas extremidades dos alinhamentos, afim de realçar o efeito pórtico e diminuir a distância entre o centro de gravidade e o centro de rigidez de cada piso. Foi, assim, minimizado, o efeito de torção na estrutura.

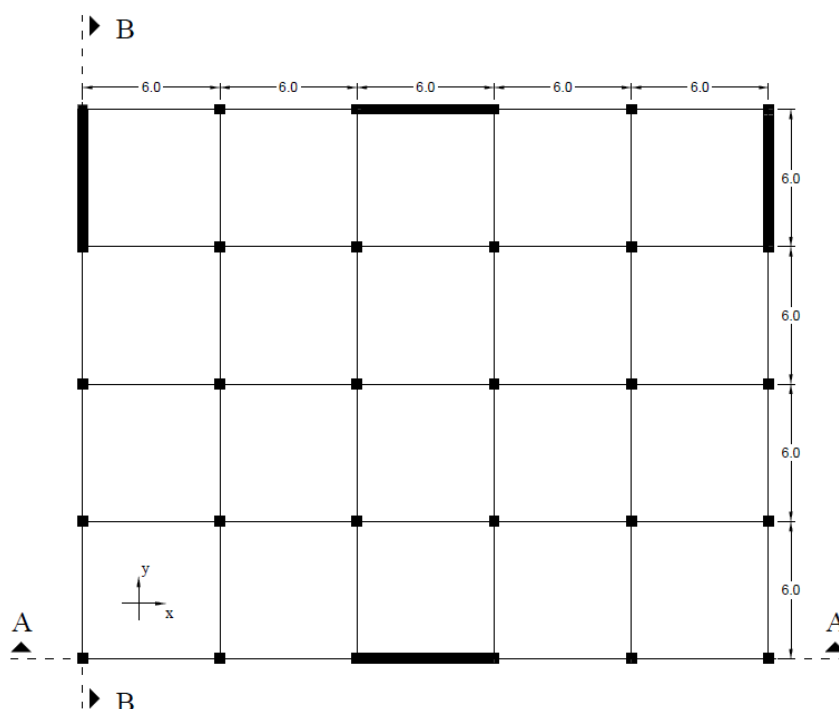


Figura 3.17–Esquema em planta do exemplo de uma estrutura contraventada

As características físicas e materiais dos elementos estruturais encontram-se representadas na Tabela 3.3. O comprimento das paredes considerado, igual à distância entre os alinhamentos dos pórticos, encontra-se indicado na figura anterior.

Com este exemplo teórico, pretende-se obter um coeficiente de amplificação com maior impacto na estrutura, comparando-o com os utilizados nos dois exemplos anteriores. Efetua-se, assim, uma aproximação à zona da Figura 3.1, onde o controlo do coeficiente de amplificação é mais complicado. Assim sendo, pré-dimensionou-se o número de pisos, através expressões do anexo H do Eurocódigo 2, considerando apenas o contributo das paredes e admitindo um coeficiente de amplificação igual a 1,5, correspondente a uma amplificação das ações em 50%. Na Tabela 3.14 encontram-se os valores do fator de carga e respectivo coeficiente de amplificação para os vários pisos considerados.

Tabela 3.14 - Coeficiente de amplificação para vários pisos do exemplo de estrutura contraventada

Número de pisos	Fator de carga (λ)	Coeficiente de amplificação (β_2)
9	4,05	1,33
10	2,95	1,51
11	2,29	1,78

A opção de 10 pisos é uma escolha razoável, perante o critério tido em conta na determinação do número de pisos. Assim, recorreu-se ao *software* SAP2000 para modelar a estrutura com 10 pisos, com o objetivo de determinar os esforços nos pilares utilizados na caracterização da rigidez nominal (ver expressão 3.7) e a carga global de encurvadura, usada na amplificação das ações horizontais. Na Figura 3.18 está

patente uma modelação 3D da estrutura. Os cortes A-A e B-B, identificados na Figura 3.17, encontram-se ilustrados na Figura 3.19.

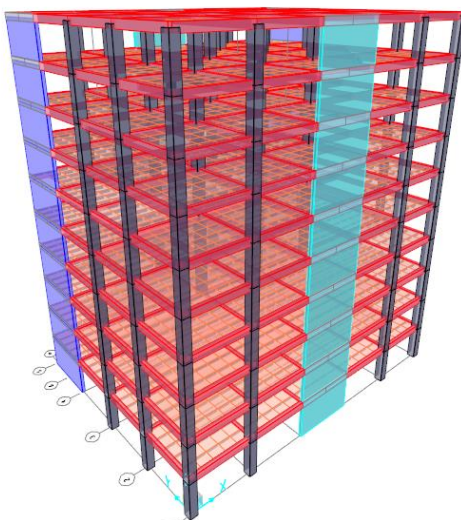


Figura 3.18 - Modelo 3D do exemplo de uma estrutura contraventada

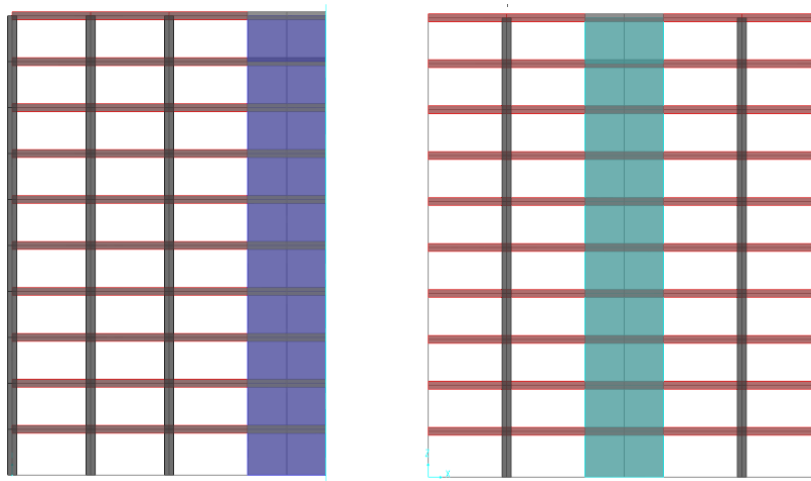


Figura 3.19 - Vistas laterais da estrutura, nomeadamente os cortes A-A (direita) e B-B (esquerda)

A Tabela 3.15 apresenta os valores do fator de carga da estrutura, mediante uma variação da rigidez das vigas. No caso das paredes, foi atribuída uma redução de 60% na rigidez de flexão, valor proposto no anexo H do Eurocódigo 2, para elementos sem deformações significativas de esforço transversal.

Tabela 3.15 - Fatores de carga para o exemplo de estrutura contraventada

Rigidez mobilizada nas vigas	Estrutura Elástica	1ª Iteração	2ª Iteração
100%	33,73	19,26	19,35
50%	24,29	14,82	14,82
30%	19,29	11,95	11,95
20%	16,58	10,08	10,08
10%	13,54	7,72	7,72

A determinação do fator de carga da estrutura possibilita o cálculo do fator de amplificação, β_2 , mas agora, com o contributo do efeito pórtico, uma vez que o fator de carga foi obtido através do *software SAP2000*. Participaram, assim, todos os elementos estruturais. Na Tabela 3.16, os resultados de β_2 estão associados a diferentes valores de rigidez mobilizados nas vigas.

Tabela 3.16 - Coeficiente de amplificação para o exemplo de estrutura contraventada

Rigidez mobilizada nas vigas	Coeficiente de Amplificação (β_2)
100%	1,05
50%	1,07
30%	1,09
20%	1,11
10%	1,15

Analisando a tabela anterior, verifica-se que o efeito pórtico é fundamental na amplificação dos esforços. Neste cenário estrutural, apesar das paredes apresentarem elevada participação na rigidez global da estrutura, a análise de segunda ordem é influenciada pelo contributo do efeito pórtico. A metodologia apresentada no anexo H do Eurocódigo 2, que considera apenas o contributo das paredes no contraventamento, conduz a um coeficiente de amplificação de 1,51. Porém, admitindo os restantes elementos estruturais, ele diminui significativamente. É possível, em determinados casos de rigidez mobilizada nas vigas, abdicar da análise de segunda ordem.

Apesar do contributo do efeito de pórtico na análise, a rigidez das paredes condiciona o contraventamento do edifício. A Figura 3.20 mostra as deformadas nos casos extremos de rigidez mobilizada nas vigas. Na estrutura da esquerda, à qual corresponde a uma mobilização de 10%, o efeito pórtico não sobressai. Assim, ela tem uma deformada próxima de uma consola, estando sua estabilidade estrutural assegurada, quase em absoluto, pelas paredes. A estrutura da direita, onde não houve redução de rigidez nas vigas, apresenta uma deformada com a existência de um ponto de inflexão. Esta característica é própria de uma deformada em pórtico.

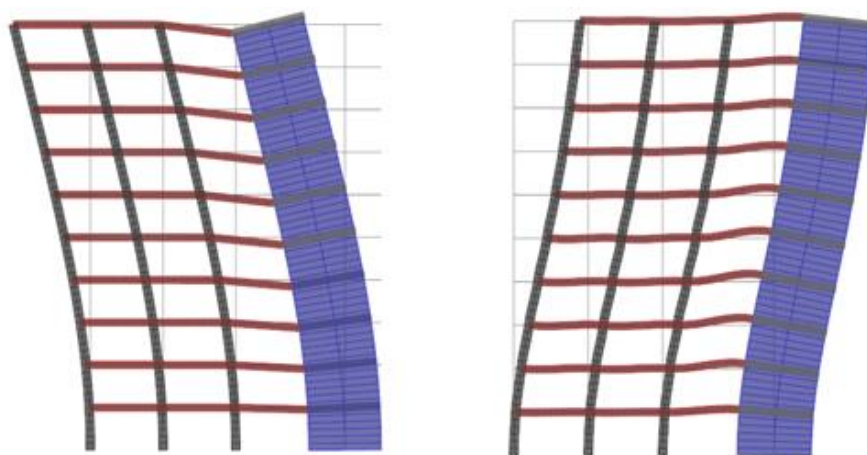


Figura 3.20–Deformadas da estrutura contraventada considerando uma rigidez nas vigas de 10% (esquerda) e 100% (direita)

Uma outra abordagem possível na avaliação do contributo dos pórticos, requer o estudo do corte basal nos pilares e nas paredes, ao nível da base do edifício. Esta análise permite determinar quais as implicações da utilização de estruturas, caracterizadas pela rigidez elástica ou pela nominal. Apresenta-se na Tabela 3.17 e na Tabela 3.18 a percentagem da força de corte global do edifício associada às paredes e aos pórticos. Na Tabela 3.17 a distribuição das forças de corte foi obtida com o modelo com a rigidez inicial $E_c I_c$. Os valores apresentados na Tabela 3.18 foram obtidos com o modelo com rigidez nominal. Em ambas, as ações horizontais ainda não foram amplificadas do fator β_2 . Torna-se, assim, possível uma avaliação mais controlada dos resultados obtidos, uma vez que, a reação horizontal total na base é sempre igual, independentemente da quantidade de rigidez mobilizada por cada elemento.

Tabela 3.17 - Variação do corte basal considerando a rigidez elástica

Rigidez mobilizada nas vigas	Contributo das paredes	Contributo dos pórticos
100%	76%	24%
50%	79%	21%
30%	81%	19%
20%	82%	18%
10%	83%	17%

Tabela 3.18 - Variação do corte basal considerando a rigidez nominal

Rigidez mobilizada nas vigas	Contributo das paredes	Contributo dos pórticos
100%	84%	16%
50%	86%	14%
30%	88%	12%
20%	89%	11%
10%	91%	9%

Apesar dos resultados apresentados anteriormente refletirem a importância do efeito de pórtico, as paredes, exercem um maior contributo na rigidez lateral da estrutura. Esta avaliação permite estudar a importância da rigidez das vigas na mobilização do efeito de pórtico. Nesta estrutura, a utilização da rigidez elástica na análise dos efeitos de segunda ordem, permite valorizar o efeito de pórtico, penalizando os esforços nas vigas e pilares, comparativamente/ contrariamente ao modelo com rigidez nominal. Esta diferença de esforços nos dois cenários justifica-se pela maior redução de rigidez nos pilares e vigas, relativamente à redução efetuada nas paredes.

3.5. CONCLUSÕES

A consideração dos efeitos de segunda ordem é uma análise cada vez mais corrente em projeto de estruturas. O método da rigidez nominal foi objeto de análise neste capítulo, visto ser provavelmente o mais adequado para o projeto de estruturas de edifícios. É objeto de uma análise bastante rigorosa, uma vez que contempla todos os elementos estruturais. Caracteriza-se pela utilização de valores de rigidez nominal de flexão, abrangendo, no comportamento global, os efeitos da fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência. Este método considera os efeitos de segunda ordem, através da amplificação dos esforços de 1ª ordem de um coeficiente β_2 , que pode ser aplicado às ações horizontais.

Segundo o Eurocódigo 2 (CEN 2010), a caracterização da rigidez nominal dos diferentes elementos estruturais faz-se através de diferentes metodologias. Para elementos comprimidos esbeltos, nomeadamente pilares de edifícios, a norma apresenta uma caracterização detalhada, associada às características geométricas e materiais da seção de betão armado e aos esforços atuantes. A aplicação desta proposta no projeto de edifícios torna-se inoportável, visto ser necessário efetuar diversos cálculos para cada um dos pilares da estrutura. Deste modo, elaborou-se uma tabela resumo, com percentagens de rigidez mobilizada, em função do esforço normal reduzido, da taxa geométrica de armadura e da disposição da armadura. A consideração de 25% da armadura, por face, é a solução mais condicionante para a caracterização. Diminuindo o esforço normal reduzido e taxa geométrica de armadura, a rigidez mobilizada, por sua vez, também reduz. Para os elementos adjacentes aos pilares, nomeadamente as vigas, a rigidez nominal é obtida tendo em conta a zona tracionada da secção transversal, totalmente fendilhada (Fase 2). À margem da estratégia adotada para os pilares, procedeu-se à elaboração de uma tabela resumo para a caracterização da rigidez das vigas. Neste caso, o cálculo realizado depende apenas da taxa geométrica de armadura. Menores mobilizações de rigidez estão associadas a taxas de armadura inferiores. Em relação aos elementos com deformada do tipo consola, paredes ou núcleos de rigidez, a percentagem da rigidez é de aproximadamente 40% da rigidez elástica inicial.

Nos exemplos apresentados, foi aplicado o método de rigidez nominal. Concluiu-se o seguinte:

- A obtenção da rigidez nominal dos pilares através do método rigoroso é conseguida apenas com uma iteração para o cálculo dos esforços;
- A utilização da tabela proposta para a caracterização da rigidez dos pilares apresenta valores muito próximos dos resultados obtidos através da caracterização detalhada;
- O efeito de pórtico apresenta um importante contributo na rigidez lateral das estruturas, em especial nos edifícios sem elementos de contraventamento. Mesmo em estruturas com paredes ou núcleos de elevada rigidez, se o edifício tiver um elevado número de pisos, pode ser relevante a sua consideração na análise;
- O efeito de pórtico apresenta um importante contributo na rigidez lateral das estruturas, em especial nos edifícios sem elementos de contraventamento. Mesmo em estruturas com paredes ou núcleos de maior rigidez, se o edifício tiver um elevado número de pisos, pode ser relevante a sua consideração na análise;
- Na estrutura contraventada, a consideração da rigidez nominal ou elástica provoca variações nos esforços dos diferentes elementos, nomeadamente na percentagem do corte basal global que vai para as paredes, e a que fica nos pilares/pórticos.

4.

1º CASO DE ESTUDO

4.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior elaboraram-se análises de segunda ordem em estruturas idealizadas, com o objetivo de desenvolver estratégias simplificadas para a consideração destes efeitos no desenvolvimento do projeto de estruturas. Assim sendo, este capítulo tem como principal objetivo a aplicação e validação das abordagens desenvolvidas num caso real de um edifício, projetado na empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A.

Ponderou-se a escolha da estrutura, devido à enorme importância destes efeitos na análise estrutural. Este edifício apresenta algumas particularidades, resultantes da combinação de diferentes fatores, tais como o elevado número de pisos e a existência de elementos excêntricos de grande rigidez, entre outros. Deste modo, nos subcapítulos que se seguem, procura-se apresentar as características geométricas e materiais que caracterizam o edifício, as diferentes ações e respetivas combinações, consideradas na elaboração do projeto.

Por fim, analisar-se-ão, detalhadamente, os efeitos de segunda ordem, tendo por base a abordagem apresentada no capítulo 3 da presente dissertação, que admite uma rigidez nominal para os diferentes elementos estruturais, respeitando o Eurocódigo 2 (CEN 2010)

4.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

O edifício em análise, apresenta forma retangular em planta, situa-se na cidade de Maputo, em Moçambique. Estamos perante um edifício com 20 pisos elevados e 5 pisos enterrados. Os pisos superiores são destinados a escritórios e os inferiores utilizados para estacionamento e áreas técnicas. À data do desenvolvimento da presente dissertação, o edifício encontra-se em fase de construção. Na Figura 4.1 e Figura 4.2 são apresentadas duas fotografias do edifício em duas fases diferentes da construção, com 12 e 18 pisos, respetivamente. Na Figura 4.2 é ainda possível identificar a dimensão e impacto da obra numa das principais avenidas da cidade de Maputo. A Figura 4.3 representa um modelo tridimensional do edifício, desenvolvido no *software Revit* pela empresa que elaborou o projeto.



Figura 4.1 - Fachada da traseira do edifício (FASE - Estudos e Projetos 2015)



Figura 4.2 – Fachada lateral do edifício (FASE - Estudos e Projetos 2015)



Figura 4.3. – Representação da estrutura em 3D. (FASE - Estudos e Projetos 2014)

Os pisos enterrados apresentam uma forma praticamente quadrada, com dimensões em planta de $40 \times 42 \text{ m}^2$, a que corresponde uma área de, aproximadamente, 1700 m^2 . A sua rigidez é assegurada por duas caixas de elevador e escadas, que acompanham o edifício em toda a sua altura, e por paredes de contenção periféricas em todo o seu perímetro, realizadas com parede moldada com $0,60 \text{ m}$ de espessura. Para além destes elementos, a estrutura também é constituída por pilares de secção retangular alongada. Na Figura 4.4 apresenta-se uma planta estrutural tipo dos pisos enterrados.

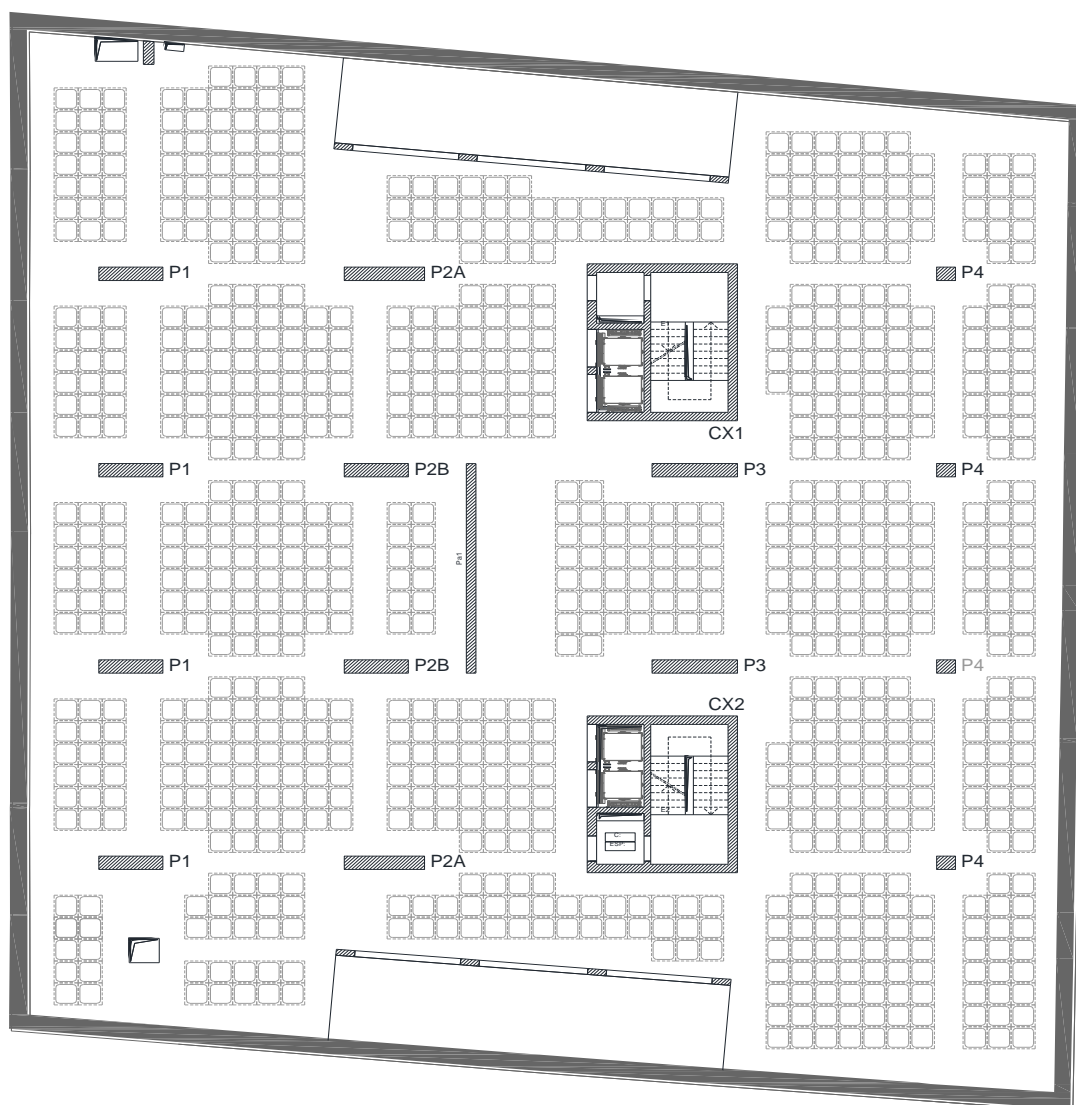


Figura 4.4 - Planta estrutural dos pisos enterrados

Os pisos superiores cuja planta estrutural se encontra representada na Figura 4.5, apresentam dimensões em planta de 40x22m, a que corresponde uma área aproximada de 900 m². A rigidez lateral da estrutura é assegurada pelas duas caixas de escadas e pelas duas fachadas laterais, constituídas por um grupo de paredes acopladas por vigas. A redução em planta implica, ainda, a alteração da posição relativa dos núcleos das caixas de escadas. Esta passa de uma posição central, nos pisos enterrados, para uma posição excêntrica, nos pisos elevados. Assim, há várias paredes dos núcleos, numa zona exterior ao edifício. A altura entre pisos elevados é de 3,50m.

Os pisos são constituídos por lajes fungiformes aligeiradas. A descrição dos elementos da estrutura, efetuar-se-á, mais detalhadamente, nos próximos subcapítulos, de modo a facilitar a interpretação do edifício.

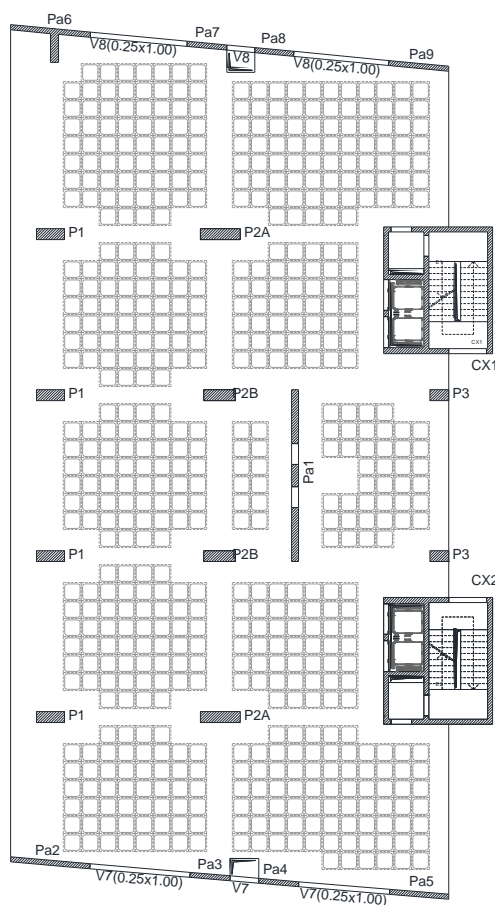


Figura 4.5 - Planta estrutural dos pisos superiores

4.2.1. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

As especificações técnicas do betão, nomeadamente as classes de resistência, composição do mesmo e recobrimentos, foram concebidas para uma vida útil do edifício de 50 anos (FASE - Estudos e Projetos 2014). Os materiais utilizados nos diversos elementos, que constituem a estrutura, encontram-se representados na Tabela 4.1.

Tabela 4.1 - Características dos materiais

Elementos Estruturais	Características do material
Vigas, pilares, escadas, paredes e lajes	Betão – C30/37
Armaduras ordinárias e redes electrosoldadas	Aço – A500 NR

4.2.2. ELEMENTOS VERTICAIS

Neste edifício é possível identificar 3 tipos de elementos verticais. Conforme a sua dimensão ou função estrutural, destaca-se a existência de pilares, paredes e núcleos.

Os pilares estão identificados nas plantas estruturais através da letra “P” e de um número de série. Foram divididos em quatro grupos distintos (ver Figura 4.6), de modo a simplificar a sua análise. No dimensionamento dos mesmos consideraram-se todas as combinações de ações e adotou-se uma solução comum a cada grupo. Essa solução cumpre as verificações de segurança para as combinações consideradas. No entanto, apesar de cada grupo de pilares apresentar a mesma dimensão em planta, ocorre uma variação em altura, conforme a alteração dos esforços a que está submetido. No seu dimensionamento foi estipulado, por imposições arquitetónicas, que a menor dimensão seria de 0,55m e a outra variável. Os pisos superiores da estrutura passam a ser constituídos apenas por 3 grupos de pilares, uma vez que o grupo P4 deixa de existir, conforme se encontra representado na Figura 4.7. As secções de betão armado foram calculadas com auxílio do programa 2D Design, desenvolvido na empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A.

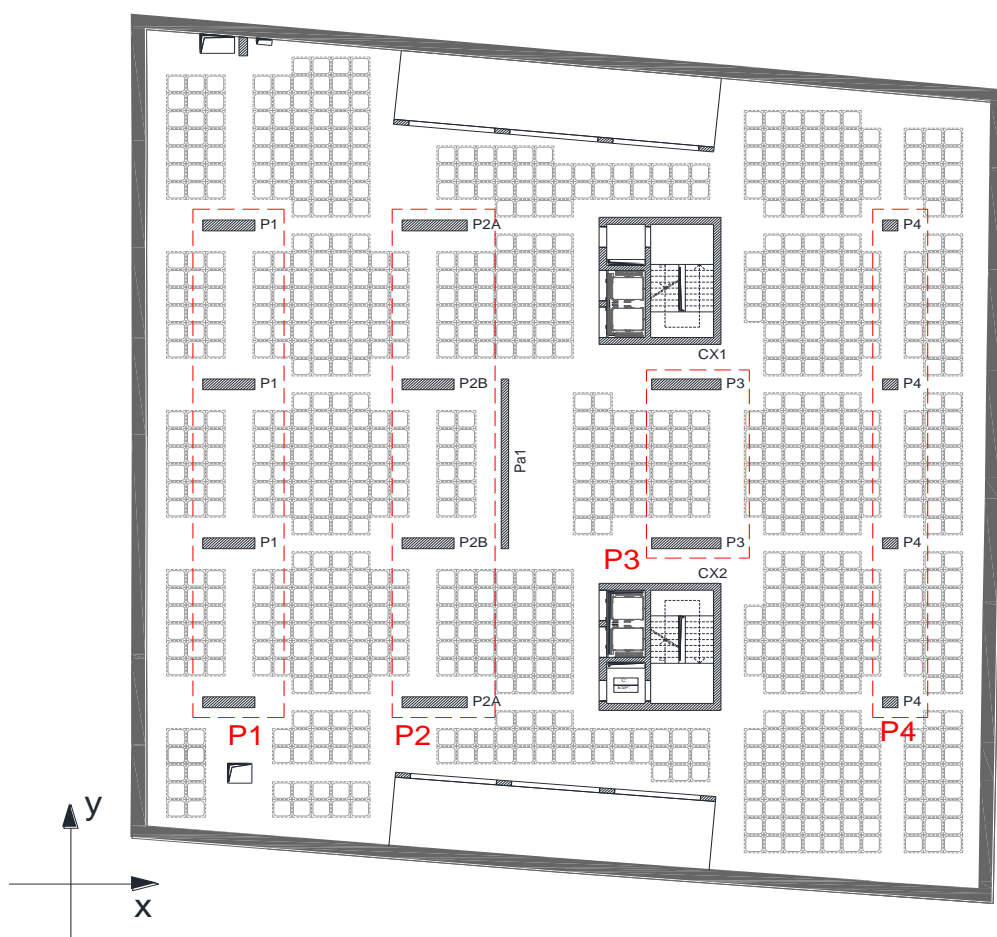


Figura 4.6 – Planta estrutural dos pisos enterrados – identificação dos elementos verticais

A rigidez lateral do edifício é assegurada essencialmente pelos dois núcleos CX1 e CX2, identificados na Figura 4.7 e pelas paredes estruturais Pa1 a Pa9. A parede Pa1 orientada segundo a direção Y localiza-se no centro dos pisos elevados. A parede central com comprimento de 8,60 m e uma espessura de 0,35m, tem aberturas na sua parte central. Esta parede, Pa1, conjuntamente com as duas caixas de elevador, são os elementos principais de contraventamento na direção Y. Nas fachadas laterais do

edifício localizam-se as restantes paredes que são ligadas por vigas de grande rigidez. Em cada uma das fachadas as paredes acopladas formam elementos de contraventamento importantes na direção X.

As paredes existentes no edifício fornecem-lhe uma maior rigidez quando ele está sujeito a deslocamentos horizontais. Localizam-se em três zonas distintas da estrutura, duas nas fachadas orientadas na direção X e uma outra, no centro do edifício (ver Figura 4.7). Tal como os pilares, cada uma foi identificada através das letras “Pa”, acompanhadas por uma série de números.

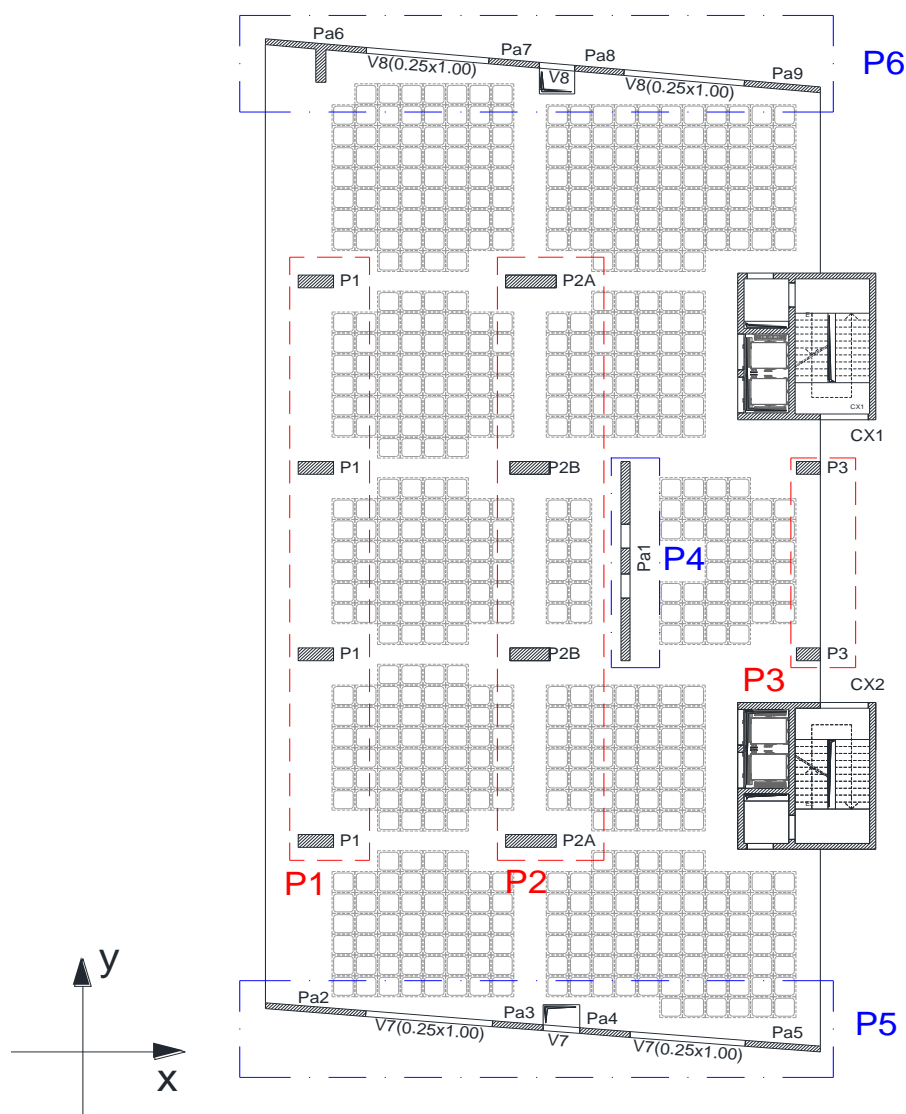


Figura 4.7 - Planta dos pisos superiores – identificação dos elementos verticais.

4.2.3. NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Os dois núcleos do edifício em estudo são dois elementos importantes de contraventamento das estruturas nas duas direções principais, particularmente na direção Y. Apesar de não exibirem uma geometria simétrica, (ver Figura 4.8) apresentam as mesmas inércias nas duas direções.

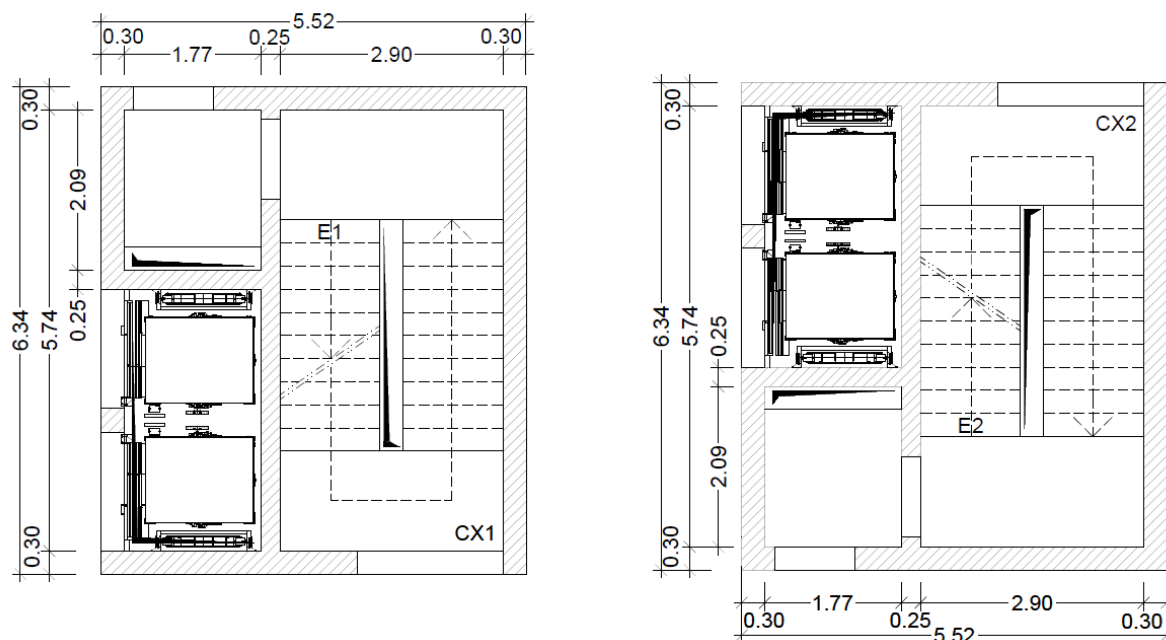


Figura 4.8 – Representação em planta das caixas de elevador e de escadas

As dimensões representadas nas plantas correspondem à solução entre o terceiro e o oitavo pisos. Nos restantes pisos ocorre alteração da espessura de algumas paredes, mas a geometria da caixa não sofre modificações.

4.2.4. ELEMENTOS DE PISO

As condicionantes arquitetónicas e as solicitações a que o edifício está sujeito, conduziram à adoção de uma solução de lajes fungiformes aligeiradas, com moldes recuperáveis, com espessura total de 0,325m. As zonas de apoio nos pilares e paredes são maciças com a mesma espessura geral.

As vigas localizadas nas duas fachadas laterais têm como função, fazer uma adequada acoplagem das paredes existentes. Apresentam, assim, uma dimensão de 25x100cm, como se pode verificar no corte representado na Figura 4.9, onde também se identifica a solução de armaduras, para uma zona de momentos máximos positivos.

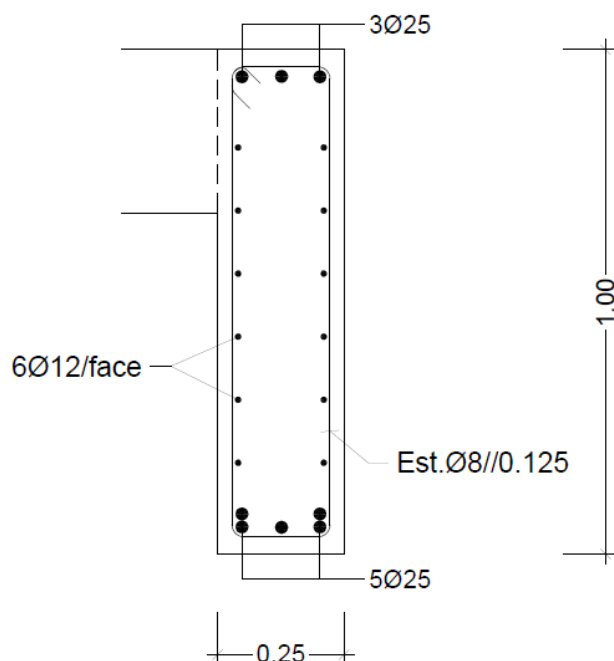


Figura 4.9 - Desenho em corte da viga com 25x100cm na zona de momentos negativos

4.2.5. AÇÕES CONSIDERADAS

Neste subcapítulo pretende-se efetuar uma descrição de todas as cargas consideradas na elaboração deste projeto de estruturas, estipuladas de acordo com o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes (R.S.A.)

As ações verticais consideradas na análise da estrutura foram divididas em 3 tipos de cargas:

- **Peso Próprio (PP)** – considerado, automaticamente, pelo *software* de cálculo utilizado, considerando um peso volúmico do betão armado de 25 kN/m³;
- **Restantes Cargas Permanentes (RCP)** – onde se inclui o peso próprio dos elementos não estruturais a dispor no edifício, correspondente a revestimentos e paredes divisórias;
- **Sobrecarga de Utilização (SOB)** – considera-se a carga relativa a compartimentos de carácter coletivo, sem concentração pontual de pessoas, nos pisos superiores e a sobrecarga correspondente a garagens para automóveis ligeiros, nos pisos enterrados.

Assim sendo, na Tabela 4.2 encontram-se os valores considerados para as ações anteriormente referidas, admitindo as ações distribuídas nas lajes.

Tabela 4.2 - Restantes cargas permanentes e sobrecargas aplicadas

Elemento	Restantes cargas permanentes (RCP)	Sobrecarga (SOB)
Pisos superiores	3,10	3,00
Pisos enterrados	1,50	4,00
Escadas	1,00	3,00
Garagens	1,50	4,00
Cobertura	3,00	1,00

Na quantificação da ação do vento (W), assumiu-se que a estrutura se localizaria numa zona B, sobre um tipo de solo com rugosidade II. Na modelação desta ação foram consideradas cargas distribuídas, aplicadas horizontalmente, ao nível dos pisos elevados. Na obtenção da pressão dinâmica do vento foram admitidos os valores dos coeficientes de pressão de acordo com o Anexo I do RSA. A distribuição em altura do valor da pressão dinâmica encontra-se representada na Figura 4.10.

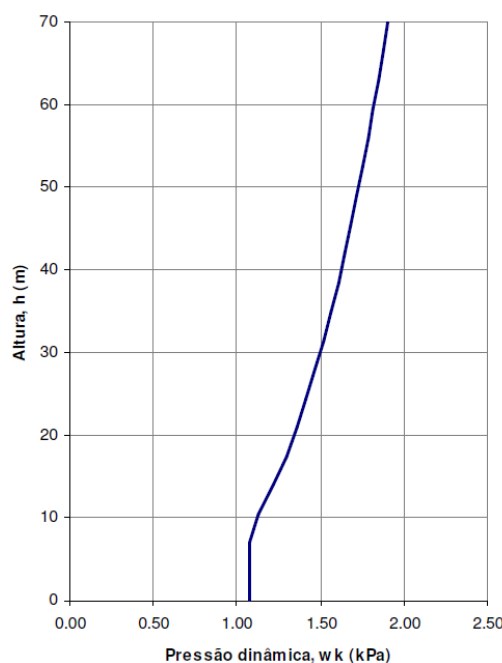


Figura 4.10 – Variação em altura da pressão dinâmica do vento (FASE - Estudos e Projetos 2014)

A ação sísmica não será contemplada nesta análise de segunda ordem, pois a abordagem destes efeitos encontra-se definida no Eurocódigo 8 (CEN 2010). No entanto, na sua referência em projeto, foi admitida a localização do edifício numa zona D, com um solo do tipo II, considerando um coeficiente de amortecimento de 5%.

No que diz respeito às combinações de ações, foram efetuadas todas as estipuladas no RSA. O valor do fator de amplificação, β_2 , deve ser calculado para cada uma das combinações de ações consideradas na análise. Porém, na análise de segunda ordem, o parâmetro ponderado é o fator global de carga que,

conforme indicado no capítulo 2, apresenta uma elevada dependência do padrão de esforço axial. Deste modo, a consideração da sobrecarga (SOB) como ação variável base é a que mais influencia a majoração das ações verticais. No entanto, esta combinação pode não ser a mais condicionante no dimensionamento dos diferentes elementos estruturais. De forma simplificada e conservativa, para o cálculo dos esforços, considerou-se como ação variável base o vento, amplificando as ações do coeficiente β_2 , associado à ação variável base sobrecarga.

As imperfeições geométricas a que o edifício está sujeito foram calculadas de acordo com o artigo 5.2 do Eurocódigo 2 (CEN 2010), ou através das expressões 3.19 e 3.20, apresentadas nesta dissertação. A estratégia passa pelo cálculo de forças horizontais equivalentes, que causariam os mesmos esforços de uma carga vertical, aplicada com uma determinada excentricidade, proveniente da imperfeição. Na Tabela 4.3 encontram-se os valores obtidos para ter em conta este efeito, na análise da estrutura.

Tabela 4.3 – Imperfeições geométricas

L (m) (altura do edifício)	m (número de elementos verticais)	θ_i (inclinação)	δ (cm) (deslocamento no topo do edifício)	H_i (kN) (força horizontal equivalente)
70	200	0,0024 ($\approx 1/400$)	16,5	35

4.3. ANÁLISE ESTRUTURAL

No desenvolvimento de projeto de estruturas, é necessário levar a cabo diversas análises, que requerem um conhecimento detalhado do edifício, não só ao nível do seu funcionamento estrutural, mas também das diversas particularidades que o caracterizam.

A análise dos efeitos de segunda ordem, segundo o método baseado numa rigidez nominal, corresponde a um dos principais objetivos desta dissertação. Assim, este subcapítulo abordará os aspetos relacionados com estratégias de modelação, o faseamento construtivo e a importância de determinados elementos para a rigidez lateral da estrutura. Todas estas análises representam um papel importante na caracterização do edifício a nível dos deslocamentos horizontais, o que implica variações no estudo dos efeitos de segunda ordem.

4.3.1. MODELAÇÃO

Um dos primeiros passos, na modelação de estruturas, consiste em determinar quais os elementos a utilizar para simular o comportamento correto dos vários componentes. Esta escolha é muito importante, dada a necessidade de representar, adequadamente, os graus de liberdade da estrutura, quer na sua globalidade, quer individualmente. Atualmente, os projetos são desenvolvidos com base em modelos espaciais, preterindo-se os planos, onde a distribuição de rigidez é efetuada nas duas direções principais. Na modelação tridimensional das estruturas são utilizados, essencialmente, dois tipos gerais de elementos:

- Elementos finitos de barra (dois nós com seis graus de liberdade cada);
- Elementos finitos de casca (quatro nós com seis graus de liberdade por nó);

Os elementos finitos de barra são normalmente utilizados em elementos horizontais ou verticais, com funcionamento em flexão, torção ou axialmente. É comum, a sua utilização na simulação de vigas, pilares e em paredes, adaptando-os, corretamente, para efetuar a ligação à restante estrutura. Conforme referido anteriormente, estes elementos são constituídos por dois nós, localizados nas extremidades, sendo atribuídos seis graus de liberdade a cada nó, reproduzindo três translações e três rotações. (ver Figura 4.11)

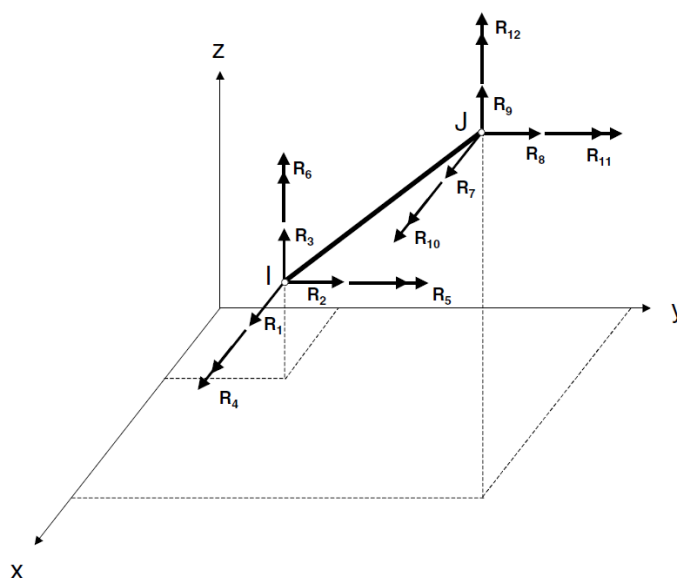


Figura 4.11 - Elemento de barra com os esforços associados aos seus graus de liberdade (Wilson 2002)

Os elementos finitos de casca, nomeadamente os utilizados no programa *SAP2000*, apresentam 4 nós com 6 graus de liberdade por nó. Podem ser divididos em elementos simplificados com 3 graus de liberdade por nó, passando a designar-se por elementos finitos de placa ou membrana. Na Figura 4.12 encontram-se identificados os graus de liberdade para cada um dos elementos apresentados anteriormente.

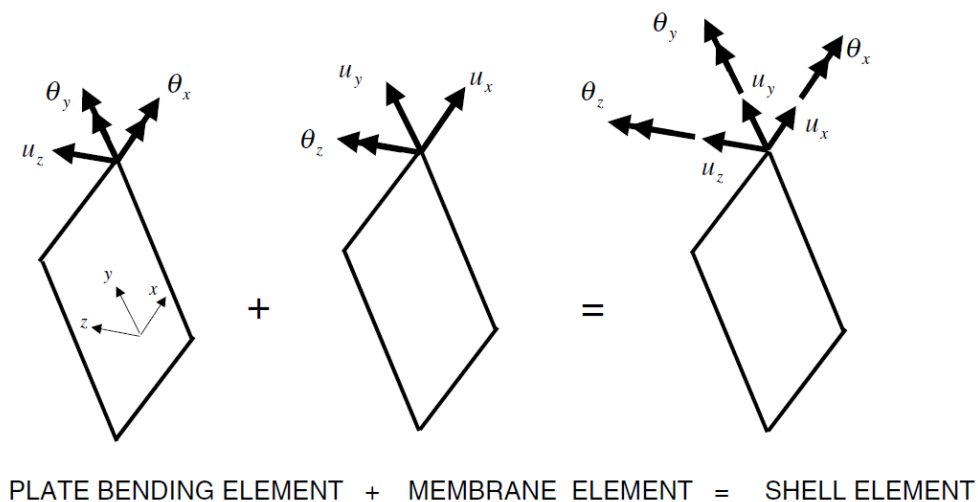


Figura 4.12 - Elemento finito casca (Wilson 2002)

O modelo do edifício em análise foi elaborado através do *software* *SAP2000*, na empresa mencionada anteriormente. Numa primeira abordagem ao problema o modelo não foi alterado. A Figura 4.13 representa o modelo global do edifício em duas perspetivas diferentes. Na modelação dos diferentes elementos, atribuíram-se elementos finitos de barra para as vigas, pilares e paredes e de casca para lajes, núcleos de rigidez e uma parede, com geometria irregular, localizada numa das fachadas.

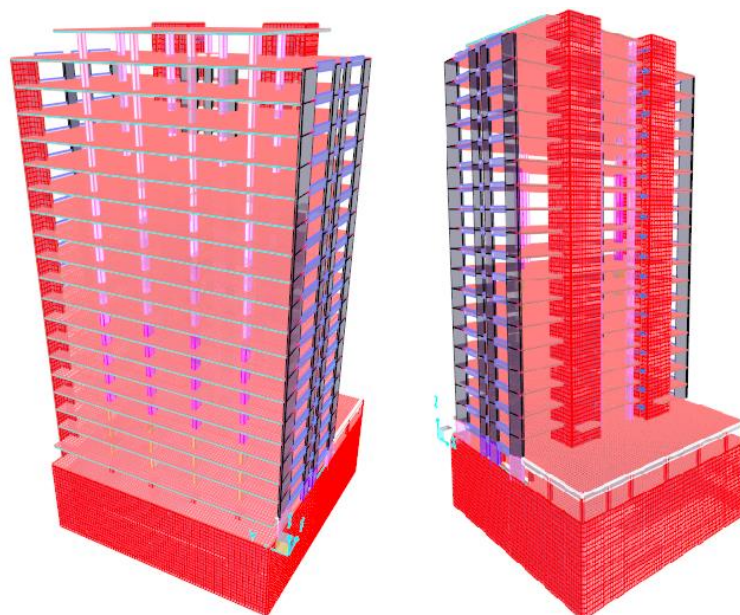


Figura 4.13 - Modelo global do edifício

Na modelação das duas caixas de elevador foram considerados elementos finitos de casca, com uma determinada dimensão, constituídos por seis graus de liberdade por nó. Compatibilizaram-se os nós dos elementos finitos ao nível da intersecção com outros elementos, nomeadamente, ao nível dos elementos constituintes das lajes. Os resultados obtidos através deste tipo de modelação estão associados ao nível

de precisão utilizada no refinamento dos elementos finitos. No entanto, apresenta desvantagens ao nível da leitura de resultados e na manipulação das propriedades a atribuir às secções, designadamente, na alteração de rigidez de flexão.

Os programas de cálculo correntes, em particular o *SAP2000*, usado durante o desenvolvimento desta dissertação, possibilita a integração dos esforços, que se desenvolvem nos nós dos elementos finitos, num ponto definido pelo utilizador. Esta função pode ser executada no *software*, através do comando “*Section Cuts*”, definindo, assim, a zona de integração dos esforços, sendo a leitura dos resultados efetuada através do “*Section Cuts Forces*”. A determinação dos esforços, para as diferentes combinações de ações a utilizar no projeto de um edifício, abrange a definição das secções críticas, de forma a obter a envolvente do diagrama dos mesmos. Por outro lado, todo este processo de definição das secções e determinação dos esforços requer muito tempo útil em projeto, o que leva à utilização de outras estratégias de modelação. Outra dificuldade, relacionada com este tipo de modelação, passa pela afetação da rigidez de flexão.

Na modelação de lajes com elementos finitos de casca, a rotação sobre o eixo vertical (θ_z) pode ser desprezada. As ações verticais, associadas a que este tipo de elementos, não provocam esforços de torção, sendo apenas mobilizados os graus de liberdade de translação e de flexão. Desta forma, a alteração da rigidez de flexão do elemento torna-se simples e direta, através de fatores modificadores dos parâmetros θ_x e θ_y . No caso de paredes e núcleos, a correção de rigidez de flexão não é direta, uma vez que esta afeta os dois graus de liberdade associados à translação (u_x ou u_y). Assim, a uma correção da rigidez de flexão, associa-se, uma alteração da rigidez axial dos elementos. Perante este cenário, a utilização de elementos barra torna-se mais vantajosa, uma vez que possibilita a variação da rigidez de flexão do elemento, de forma direta, sem alteração da rigidez axial.

No modelo da estrutura em estudo, a redução de rigidez das caixas de escada foi estabelecida de acordo com o que foi anteriormente apresentado, relativamente aos elementos finitos do tipo casca. No entanto, ela afeta a rigidez axial dos elementos, conforme também já mencionado. Para avaliar o impacto desta consideração, desenvolveu-se o modelo representado na Figura 4.14, no qual se utilizaram barras para caracterizar as duas caixas de elevador. Estipulou-se uma barra única com as mesmas propriedades da caixa, em termos de inércia de flexão em ambas as direções. O seu cálculo foi efetuado em função do centro de massa. Para um adequado funcionamento, este elemento de barra foi posicionado no centro geométrico da caixa, fazendo-se a ligação à restante estrutura, a nível de cada piso, através de barras rígidas, compatibilizando assim os deslocamentos do núcleo com os da laje na zona de ligação.

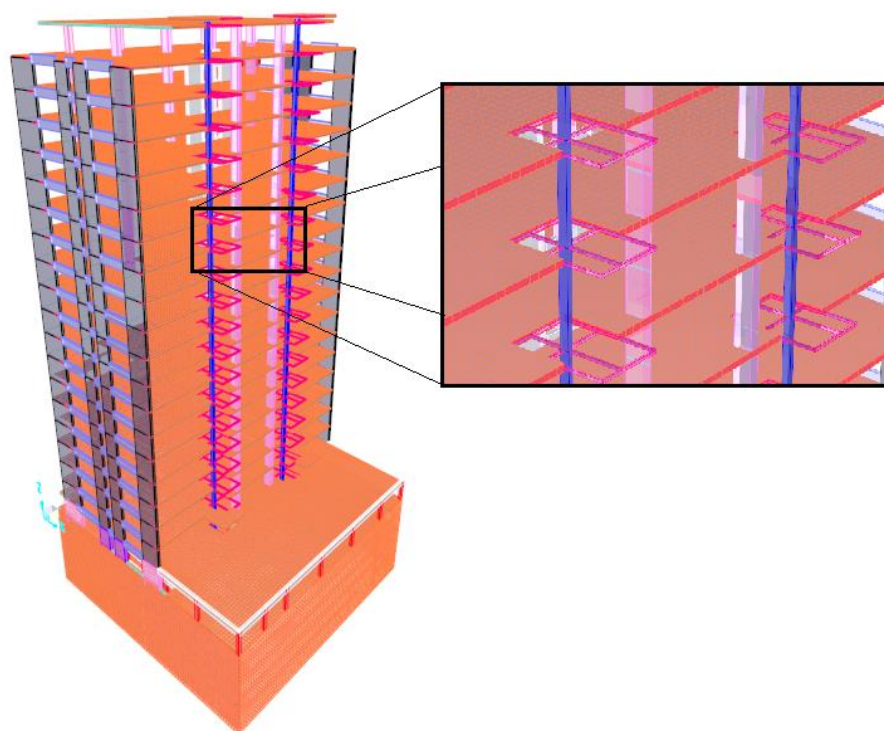


Figura 4.14–Perspectiva do modelo 3D com elementos finitos de barra na modelação dos núcleos

4.3.2. FASEAMENTO CONSTRUTIVO

Em edifícios altos, o faseamento construtivo altera a deformação axial dos elementos verticais, nomeadamente os pilares (Reis 2014). Desvalorizando este efeito na análise da estrutura, ou seja, ao ponderar um carregamento global sobre o edifício, assume-se que o deslocamento vertical da estrutura em toda a altura é correspondente à totalidade da carga instalada. Na realidade, em cada fase do processo construtivo, os deslocamentos verticais ocorridos nos elementos, vão sendo corrigidos, para que cada piso fique nivelado. Neste sentido, recupera-se parte da deformação vertical de todos os elementos, podendo esta ser avaliada com base em modelos estruturais evolutivos, que vão desenvolvendo a estrutura e o seu carregamento, piso a piso.

Atualmente, o *software* de análise é capaz de simular este tipo de fenómeno. No entanto, estamos perante uma abordagem complexa, que implica mais tempo e recursos do que a análise de carregamento imediato. Desta forma, desenvolveram-se, nos últimos anos, métodos simplificados que afetam a rigidez axial dos pilares, a fim de reproduzir efeitos similares na estrutura. Na dissertação desenvolvida por (Reis 2014), um adequado procedimento teria por base uma afetação bilinear na rigidez axial dos pilares. Os pisos inferiores seriam, então, corrigidos por um coeficiente dependente do número de pisos e outro, de valor infinito para os últimos cinco pisos do edifício. A metodologia assenta na obtenção de um fator de rigidez, K , que estabelece a relação entre a rigidez axial alterada dos pilares relativamente à elástica. No edifício em estudo, fixou-se um coeficiente de valor infinito para os últimos 5 pisos, e de 1,35 para a restante estrutura. A análise realizada, tendo em conta estes fatores, foi satisfatória, simulando, de forma eficiente, o faseamento construtivo.

4.3.3. RIGIDEZ ÀS AÇÕES HORIZONTAIS

A rigidez lateral das estruturas apresenta um papel importante na análise dos efeitos de segunda ordem. Por norma, esta rigidez é garantida pelos elementos verticais que constituem o edifício, designadamente os pilares, paredes ou núcleos. No entanto, conforme estudado no capítulo 2, há estruturas nas quais o efeito pórtico exibe um papel fundamental. Na estrutura em análise, este efeito é sentido nas duas fachadas laterais. Conforme abordado no capítulo 3, as vigas apresentam uma elevada importância na análise. Deste modo, para avaliar a influência das mesmas no efeito pórtico, considerou-se um modelo simplificado, representado na Figura 4.15. Para uma força horizontal, no topo do edifício de 10 kN, admitindo diferentes valores de rigidez das vigas, calculou-se o deslocamento máximo horizontal obtido no topo. A Tabela 4.4 mostra os valores de deslocamentos horizontais do pórtico, para diferentes mobilizações de rigidez.

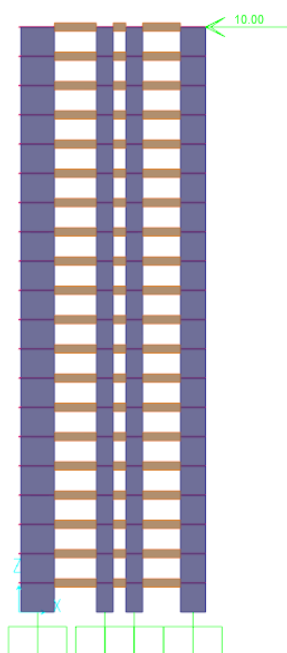


Figura 4.15 - Modelo do pórtico de fachada

Tabela 4.4 - Influência das vigas no efeito pórtico

Rigidez mobilizada nas vigas	Deslocamento do pórtico (mm)
100%	0,47
50%	0,62
20%	1,02
10%	1,59
0%	16,05

Sendo a rigidez lateral de uma estrutura inversamente proporcional aos seus deslocamentos, de acordo com a expressão 2.1, do capítulo 2, os resultados da tabela anterior corroboram a importância das vigas no efeito de pórtico das duas fachadas. A mobilização de apenas 10% da rigidez das vigas, prevê um aumento da rigidez global dos pórticos de fachada até 10 vezes, aproximadamente. Neste caso, o efeito apresenta uma maior preponderância, devido à elevada inércia das paredes que, ao captarem um pequeno contributo das vigas, mobilizam uma maior rigidez lateral do edifício, comparativamente com as paredes de menor inércia. Fica assim refletido o efeito relevante das paredes acopladas nestas fachadas.

4.4. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Neste ponto analisar-se-ão, detalhadamente, estes efeitos, tendo em conta as diferentes abordagens expostas nos capítulos anteriores, destacando-se, particularmente, a caracterização da rigidez nominal dos vários elementos. O estudo destes efeitos, designadamente o cálculo do fator de amplificação β_2 , será associado a diferentes cenários de rigidez e modelos de cálculo.

Em suma, pretende-se neste subcapítulo avaliar a ponderação dos efeitos de segunda ordem na estrutura caracterizada pela rigidez nominal ou elástica. A análise será visível na comparação dos esforços de diferentes elementos estruturais.

4.4.1. VERIFICAÇÃO DA DISPENSA DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Em projeto de estruturas, a primeira abordagem a efetuar na avaliação dos efeitos de segunda ordem, consiste na análise da sua dispensa no cálculo estrutural, caso não seja condicionante para a estrutura. Esta avaliação é efetuada de acordo com as expressões apresentadas no capítulo 3.

O primeiro critério de dispensa é válido, se estes efeitos forem inferiores a 10% dos de primeira ordem. Como a avaliação de segunda ordem ainda não foi efetuada, o Eurocódigo 2 (CEN 2010), apresenta uma expressão simplificada alternativa, para estruturas com sistemas de contraventamento, sem deformações significativas de esforço transverso. Este critério encontra-se representado na expressão 3.1, calculando-se a carga global nominal de encurvadura de acordo com a expressão 3.2, que admite flexão global do edifício. A rigidez nominal é caracterizada segundo a expressão 3.18, característica dos elementos sujeitos a elevados esforços de flexão (anexo H do Eurocódigo 2 (CEN2010)).

Na aplicação deste critério foi tida em conta a inércia de todos os elementos verticais no contraventamento da estrutura, nas duas direções, assemelhando-se o seu comportamento, ao de uma parede em consola. Sendo a expressão válida, apenas em determinadas condições, foi necessário simplificar os elementos cuja rigidez varia em altura, nomeadamente os pilares e as duas caixas de elevador. A estratégia utilizada, passa pela fixação de uma rigidez equivalente em altura, que assegure o mesmo deslocamento no topo do edifício. A carga vertical total dos elementos de contraventamento e contraventados, ao nível da base do edifício, foi obtida através do programa de cálculo. Relativamente às condições de apoio da estrutura, sendo apenas necessário para a análise os pisos superiores, admitiu-se que os 5 enterrados asseguram um encastramento perfeito da estrutura. A Tabela 4.5 representa todas as verificações efetuadas.

Tabela 4.5 – Dispensa dos efeitos de segunda ordem

Direção	n_s	E_{cd} (GPa)	L (m)	I_c (m ⁴)	$F_{V,BB}$ (kN)	$F_{V,Ed}$ (kN)	β_2	Dispensa dos efeitos de 2ª ordem
X	20	26,6(7)	70	56,36	1063314	3000960	1,28	KO
Y				86,91	1366399		1,40	KO

De acordo com a tabela anterior, é imprescindível considerar estes efeitos nas duas direções, visto que o fator de amplificação provoca uma majoração superior a 10%.

Uma das soluções apresentadas pelo Eurocódigo 2 (CEN 2010) para a quantificação destes efeitos, seria a utilização direta do coeficiente β_2 , apresentado na tabela anterior, na amplificação das ações horizontais. No entanto, os valores apresentados são obtidos efetuando o cálculo da carga global nominal de encurvadura através de expressões simplificadas, que valorizam, apenas, os elementos verticais na rigidez lateral da estrutura, desprezando a restante, nomeadamente a ação das vigas no efeito de pórtico, e o efeito das lajes. Uma alternativa a este método passa pela utilização do programa *SAP2000*, que apresenta resultados adequados, na obtenção dos fatores de carga críticos da estruturas.

4.4.2. CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL

Na obtenção do fator de carga da estrutura através do *software* de cálculo estrutural *SAP2000*, a caracterização da rigidez nominal dos diferentes elementos é fundamental na análise de segunda ordem. Esta será realizada, de acordo com a reflexão contida no capítulo 3. A avaliação da rigidez nominal das vigas e pilares requer o conhecimento das soluções de armaduras, permitindo, assim, uma abordagem com base nas propostas apresentadas na Tabela 3.2 e Tabela 3.3, relativas à mobilização de rigidez nos pilares e vigas, respetivamente.

As vigas existentes na estrutura, com dimensão de 25x100cm, encontram-se apenas nos pórticos de fachada. Elas estão representadas na Figura 4.9, com a solução de armadura utilizada. Deste modo, para uma solução de 5 varões, com diâmetro de 25mm, correspondente a uma taxa geométrica de armadura de 1,00%, a proposta de rigidez mobilizada é de 15% da rigidez elástica inicial. Relativamente aos pilares, a solução de armaduras que constitui o primeiro grupo com indicação da variação da secção em altura, a taxa geométrica de armadura e a rigidez nominal atribuída encontra-se em anexo.

Considerando a abordagem simplificada na caracterização e, tendo por base os valores de referência propostos na Tabela 3.2, encontram-se definidos na Tabela 4.6 os valores considerados para os diferentes grupos de pilares, tendo em conta a variação da secção em altura.

Tabela 4.6 – Rigidez nominal dos pilares através da análise simplificada

Pisos	Grupo P1	Grupo P2	Grupo P3
Cobertura – Piso 19	15%	10%	10%
Piso 18 – Piso 17	15%	10%	10%
Piso 16 – Piso 15	20%	15%	10%
Piso 14 – Piso 13	20%	20%	15%
Piso 12 – Piso 11	20%	20%	15%
Piso 10 – Piso 9	20%	20%	15%
Piso 8 – Piso 7	20%	20%	15%
Piso 6 – Piso 5	20%	20%	15%
Piso 4 – Piso 3	20%	25%	20%
Piso 2 – Piso 1	25%	30%	20%

Na avaliação da rigidez nominal das paredes e núcleos de rigidez, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) propõe a utilização de uma mobilização de, aproximadamente, 40% da rigidez de flexão inicial, nos casos em que a avaliação não é rigorosa. Esta caracterização de rigidez é comum nos elementos sujeitos a elevados esforços de flexão, onde a deformada é do tipo consola. É exemplo desta situação, a estrutura da esquerda da Figura 4.16, na qual o aparecimento de fendilhação ocorre, apenas, na zona tracionada próxima da base do edifício.

Perante a deformada representada à direita da Figura 4.16, em que predomina o efeito de pórtico, o diagrama de momentos ao nível de cada piso, apresenta uma distribuição triangular simétrica, existindo trações ao nível de todos eles. É mais conservativa a caracterização da rigidez nominal através da expressão 3.7.

No caso de estudo deste capítulo, a caracterização da rigidez das paredes, posicionadas nas fachadas laterais, levanta algumas dúvidas sobre a estratégia a adotar, uma vez que o seu comportamento não se enquadra em nenhum dos cenários identificados anteriormente. A deformada destas paredes situa-se numa posição intermédia entre o efeito de pórtico e de parede. Assim sendo, serão efetuadas as duas análises de forma a avaliar as suas implicações.

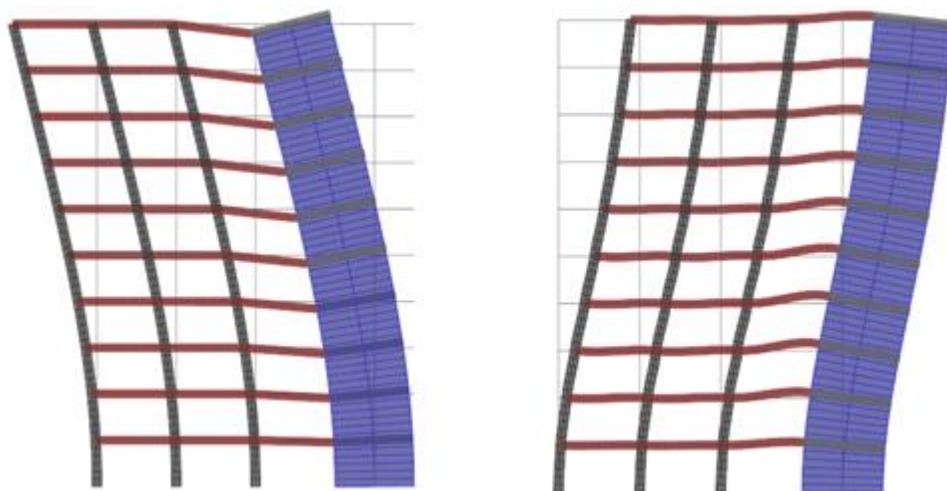


Figura 4.16 – Deformada do tipo consola (esquerda) e do tipo pórtico (direita)

4.4.3. CÁLCULO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO

Relativamente à estrutura em análise, verificou-se que os seus deslocamentos horizontais se devem não só a ações horizontais, mas também às ações verticais. Este carregamento vertical ao provocar um deslocamento vertical dos pilares, superior ao das caixas de elevador, em combinação com a excentricidade existente entre o centro de rigidez e o centro de massa, causa uma rotação do edifício, originando deslocamentos horizontais. (ver Figura 4.17). Neste cenário, a amplificação destes efeitos laterais devido à ação vertical, para se ter em cota os efeitos de segunda ordem, não pode ser feito amplificando a própria ação vertical, uma vez que desta forma se estaria a amplificar os esforços diretos devido à carga vertical.

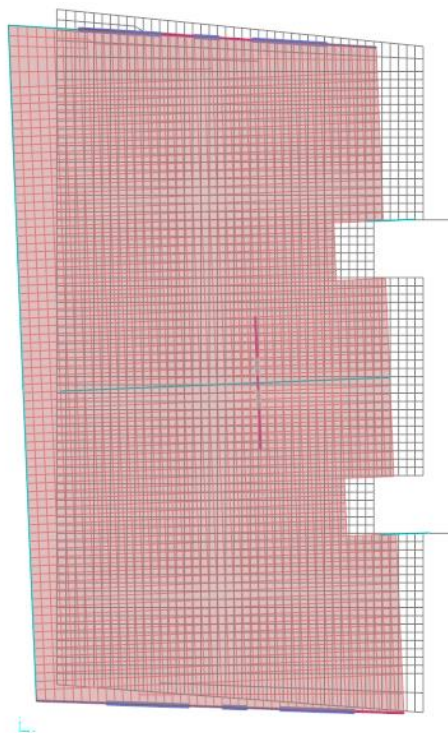


Figura 4.17 – Deformada do último piso devido às ações verticais (SAP2000)

A abordagem para tentar responder a esta condicionante, reside na aplicação de uma estratégia equivalente à utilizada na consideração das imperfeições geométricas, ou seja, a criação de cargas horizontais equivalentes, que determinem uma deformada equivalente na estrutura. Efetuada uma combinação em estado limite último, relativa apenas às ações verticais, registou-se um deslocamento máximo de 46mm, no topo do edifício. De forma conservativa, ele foi atribuído a todo o piso, obtendo-se uma inclinação relativa de 1/1500 do edifício, associada a uma força horizontal equivalente de 10kN por piso. Confrontado o valor obtido com os deslocamentos provenientes das restantes ações horizontais, este representa, aproximadamente, 25% do resultado das imperfeições geométricas e 5% da ação do vento. Isto leva a concluir que a sua participação é bastante reduzida.

Este efeito de rotação do edifício, quando está sujeito a ações verticais, agrava-se, se a estrutura estiver suscetível a ações horizontais na direção Y. Neste caso, a resultante das forças horizontais não se encontra alinhada com a força resultante dos elementos resistentes, produzindo um momento torsor. Este solicita, não só os elementos resistentes nesta direção, mas também os da direção perpendicular à mencionada, nomeadamente os dois pórticos de fachada. Estes dois elementos, acabam por ter um importante contributo, devido à sua elevada rigidez e ao seu posicionamento estratégico, que fornece um máximo binário de forças resistentes. Conduzem, inevitavelmente, à rotação de todo o edifício. A situação mais crítica localiza-se nos últimos pisos.

Conforme foi analisado nos subcapítulos anteriores, existem diferentes estratégias para caracterizar a rigidez e modelação dos diversos elementos. Estas poderão ter impacto no fator de carga da estrutura, implicando variações na análise dos efeitos de segunda ordem. Assim, com o objetivo de facilitar a interpretação dos resultados, foram atribuídas identificações aos vários modelos, com base nas diversas estratégias. Na Tabela 4.7 apresenta-se um resumo das diferentes ponderações, ao nível do tipo de modelação utilizado nas caixas de elevador e na parede Pa6. Foram aplicados elementos finitos de barra

ou de casca, na caracterização da rigidez, efetuada aos pilares e às paredes da fachada. Os valores foram obtidos com base na Tabela 3.2 ou na expressão 3.18, que mobiliza apenas 40% da rigidez.

Tabela 4.7 – Caracterização dos diferentes modelos utilizados na análise

Designação	Modelação das caixas de elevador e parede Pa6	Rigidez Nominal	
		Pilares	Paredes nas fachadas
Modelo 1	Elementos finitos de casca	$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$	$EI = 0,4 E_{cd} I_c$
Modelo 2	Elementos finitos de barra	$EI = K_c E_{cd} I_c + K_s E_s I_s$	$EI = 0,4 E_{cd} I_c$
Modelo 3	Elementos finitos de barra	Tabela 3.2	$EI = 0,4 E_{cd} I_c$
Modelo 4	Elementos finitos de barra	Tabela 3.2	Tabela 3.2

Os modelos 1 e 2 diferem, apenas, no tipo de modelação efetuado., onde no modelo 1, a redução de rigidez das caixas de elevador e da parede, Pa6, afeta a rigidez de flexão e também a rigidez axial destes elementos. Ao comparar os dois primeiros modelos, pretende-se avaliar o efeito da redução de rigidez nos elementos finitos de casca e nos de barra. O modelo 3 tem como objetivo validar, novamente, resultados da tabela proposta no capítulo 3. Esta caracteriza a rigidez nominal, em função do esforço normal reduzido, da taxa geométrica de armadura e da disposição da armadura. Finalmente, o modelo 4 procura caracterizar a rigidez das fachadas laterais, através dos valores propostos no capítulo anterior, em vez de se considerar a redução apresentada no anexo H do Eurocódigo 2 (CEN 2010).

Para os diferentes modelos determinou-se o fator de carga da estrutura, permitindo assim o cálculo do coeficiente de amplificação β_2 , utilizado para majorar as ações horizontais, de forma a considerar os efeitos globais de segunda ordem. Através da comparação dos diferentes coeficientes, avaliam-se os impactos das considerações anteriormente efetuadas, na análise da estrutura. A avaliação do fator de carga é realizada nas duas direções principais de inércia, sendo necessário identificar os modos globais de encurvadura da estrutura, nessas direções. Assim, obtêm-se os respetivos fatores de carga da estrutura, que originam diferentes fatores de amplificação. As deformadas relativas ao primeiro modo global de encurvadura, para cada uma das direções, estão representadas na Figura 4.18. Os fatores de carga e respetivos coeficientes de amplificação são apresentados na Tabela 4.8.

Tabela 4.8 – Fatores de carga e coeficientes de amplificação dos diferentes modelos

Designação	Direção Y		Direção X	
	Fator de Carga	Coeficiente de Amplificação (β_2)	Fator de Carga	Coeficiente de Amplificação (β_2)
Modelo 1	5,75	1,21	8,79	1,13
Modelo 2	5,57	1,22	9,54	1,12
Modelo 3	5,55	1,22	9,43	1,12
Modelo 4	5,50	1,22	9,12	1,12

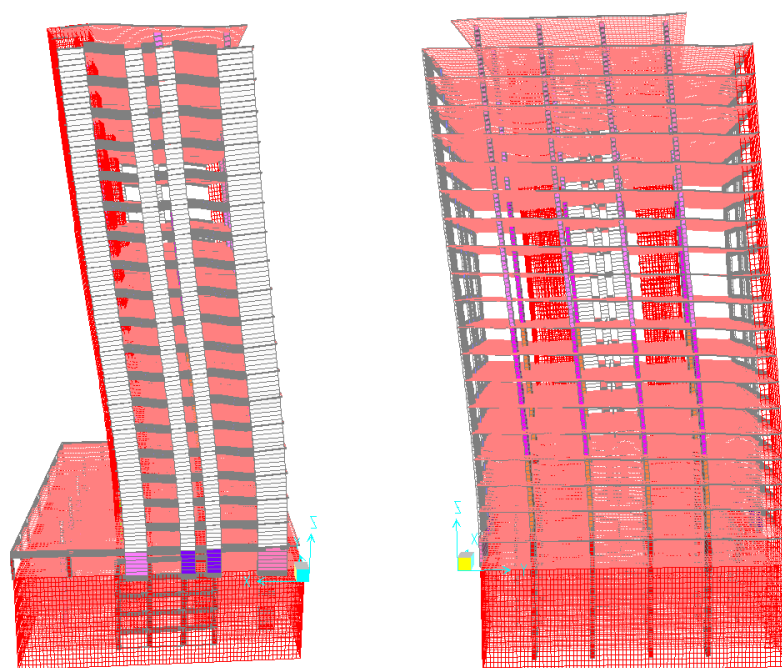


Figura 4.18 – Modos de encurvadura na direção x (esquerda) e na direção y (direita)

Os resultados obtidos para os 4 modelos considerados, apresentam valores próximos relativamente aos fatores de carga e respetivos coeficientes de amplificação. As estratégias adotadas em cada um dos modelos, permitem validar todas as considerações efetuadas, nomeadamente, a utilização de elementos finitos na modelação dos núcleos. A redução inadequada da sua rigidez axial não altera significativamente os resultados. A utilização da tabela proposta, no capítulo anterior, apresenta valores aproximados aos da análise detalhada, validando a sua utilização com uma adequada precisão de resultados. Os valores de rigidez nominal, nas paredes de fachada, propostos na tabela, apesar de apresentarem, de forma conservativa, valores de rigidez inferiores relativamente aos apresentados no Anexo H do Eurocódigo 2, são praticamente iguais aos dos restantes modelos.

Realizando agora uma análise comparativa entre os valores de amplificação obtidos na Tabela 4.8, onde se recorreu ao programa *SAP2000* para calcular a carga crítica da estrutura, e através da aplicação das expressões propostas no Eurocódigo 2, que avalia a carga crítica de forma aproximada, obtiveram-se os

coeficientes de amplificação apresentados na Tabela 4.5. Os valores, para os dois cenários de análise, são comparados na Tabela 4.9.

Tabela 4.9 – Coeficientes de amplificação com diferentes considerações para a carga nominal de encurvadura

Direção	Coeficiente de amplificação (β_2)	
	Carga crítica calculada através das expressões do Anexo H, do Eurocódigo 2	Carga crítica obtida através do <i>software SAP2000</i>
X	1,28	1,12
Y	1,40	1,22

Na direção Y os resultados das duas abordagens são mais aproximados, uma vez que os elementos principais de contraventamento nesta direção, correspondem às duas caixas de escadas e à parede Pa1. Estes elementos, como apresentam um comportamento equivalente ao de uma consola, proporcionam resultados próximos através das duas abordagens. No entanto, o cálculo através do *software* apresenta um valor inferior de amplificação, pois há a ocorrência do efeito de pórtico, causado pelo comportamento conjunto entre os pilares e as zonas maciças da laje. Na análise foi considerada uma rigidez de 5% da rigidez elástica para caracterizar a rigidez nominal da laje.

Porém, a direção X, apresenta resultados diferentes. Esta alteração resulta da incapacidade das expressões apresentadas no Eurocódigo 2, captarem o contributo das vigas na rigidez lateral da estrutura. Conforme analisado no ponto 4.4.3, deste capítulo, a participação das vigas é fundamental para análise da estrutura na direção X. A expressão da carga global nominal de encurvadura, apresentada no Anexo H do Eurocódigo 2 e na expressão 3.2 desta dissertação, apenas considera o contributo de elementos verticais no contraventamento da estrutura, desprezando, desta forma, o contributo do efeito de pórtico.

4.4.4. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

A consideração dos efeitos de segunda ordem apenas é efetuada com a aplicação do coeficiente de amplificação, β_2 . Conforme calculado no ponto 4.4.3 deste capítulo, os valores dos coeficientes obtidos para a direção X e Y são 1,12 e 1,22, respetivamente. Relativamente ao edifício em análise, o Eurocódigo 2 não refere qual o modelo mais adequado a ter em conta, se para a determinação dos esforços totais incluindo os efeitos de segunda ordem. Assim, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) não esclarece se deve ser usado um modelo baseado na rigidez elástica inicial ou na rigidez nominal. Pretende-se, desta forma, realizar o seu estudo em diferentes elementos estruturais, indicando as vantagens e desvantagens das duas abordagens, no que diz respeito a este edifício, em particular.

Numa primeira abordagem, pretende-se determinar a variação do contributo dos diferentes elementos estruturais na rigidez lateral da estrutura, procedendo-se à análise dos esforços de corte, ao nível da base do edifício. São admitidos os modelos utilizados no ponto anterior, caracterizados por uma rigidez nominal ou por uma rigidez elástica inicial.

Para facilitar a interpretação dos resultados, criaram-se quatro grupos de elementos, (ver Figura 4.19). Um primeiro constituído por todos os pilares, um segundo por duas paredes de fachada, um terceiro por

duas caixas de elevador e, por fim, um quarto grupo, formado pela parede posicionada no centro do edifício.

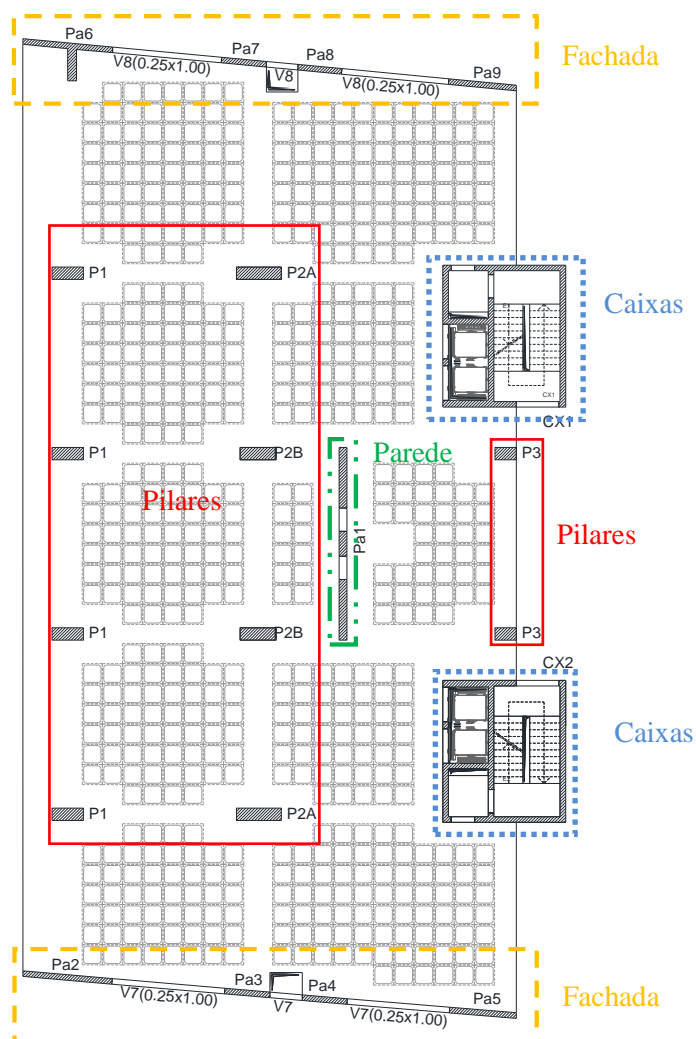


Figura 4.19 – Identificação do grupo de elementos

Desta forma, a avaliação do contributo de cada grupo de elementos na rigidez lateral da estrutura efetuar-se-á aplicando apenas as ações horizontais. A força de corte na base de cada grupo, permite avaliar, indiretamente, a sua contribuição na rigidez lateral do edifício. Assim, na Tabela 4.10, para a direção X, e na Tabela 4.11, para a direção Y, encontram-se representadas as percentagens de participação, a nível global, de cada grupo de elementos. O *software* SAP2000 facilita a análise, pois apresenta um comando que permite definir “Groups” e “Section Cuts”, fornecendo, a cada um dos grupos, os valores dos esforços globais na secção considerada. Neste caso, referimo-nos às secções na base do edifício (Piso 0). Os resultados apresentados para o modelo base correspondem ao modelo caracterizado pela rigidez elástica inicial.

Tabela 4.10 – Contributo de cada grupo de elementos nas ações horizontais na direção X

Modelo	Pilares	Pórtico de Fachada	Caixas
Modelo Base	21%	50%	29%
Modelo 1	13%	49%	38%
Modelo 2	14%	50%	36%
Modelo 3	12%	51%	37%
Modelo 4	12%	49%	39%

Tabela 4.11 – Contributo de cada grupo de elementos nas ações horizontais na direção Y

Modelo	Pilares	Paredes de Fachada	Caixas	Parede
Modelo Base	4%	2%	67%	27%
Modelo 1	4%	2%	66%	28%
Modelo 2	4%	2%	63%	31%
Modelo 3	4%	2%	63%	31%
Modelo 4	4%	2%	63%	31%

Na direção X, quando a estrutura está sujeita a ações horizontais, as duas fachadas laterais representam, aproximadamente 50% do contraventamento da estrutura, em todos os modelos considerados. O restante contributo pertence ao conjunto de pilares e núcleos de rigidez. Na análise da estrutura, a rigidez elástica ou nominal apresenta variações nos resultados correspondentes aos pilares e às caixas de elevador. A maior percentagem de rigidez mobilizada, por parte das caixas, relativamente aos pilares, leva a uma transferência de esforços entre os mesmos. Isto traduz -se numa maior participação das caixas, na rigidez lateral da estrutura, contrariamente a uma menor, por parte dos pilares. Nos 4 modelos com rigidez nominal, não há grandes diferenças nos resultados obtidos. No entanto, constata-se uma pequena diminuição nos valores dos pilares, nos dois últimos modelos. Isto acontece, pois a rigidez foi caracterizada através da tabela proposta no capítulo 3. Este decréscimo pode ser justificado pelo facto de a tabela ter sido obtida de forma conservativa, o que causa uma menor mobilização da rigidez desses elementos.

Na direção Y, à semelhança do que foi identificado no ponto anterior, e verificado na Tabela 4.11, o edifício é contraventado, essencialmente, por duas caixas de elevada rigidez e uma parede de 8,60 m. Na análise dos resultados obtidos para os 5 modelos, verifica-se que os valores não diferem. Esta situação justifica-se, porque a redução de rigidez, nos elementos de contraventamento, é igual em todos os modelos avaliados. Os elementos de contraventamento apresentam um comportamento sem

deformações de esforço transverso significativas, pelo que, a caracterização da sua rigidez é feita através da expressão 3.18.

Para determinar, de forma pormenorizada, as implicações da utilização do modelo elástico ou nominal, efetuar-se-á uma análise dos momentos fletores, na base dos grupos definidos anteriormente. Foram admitidas as ações em estado limite último e, quando aplicadas ao edifício, divididas entre horizontais e verticais. Para além da definição dos grupos, analisar-se-á uma das vigas da fachada, ao nível do primeiro piso. Será apenas considerado um modelo com rigidez nominal, pois as últimas análises apresentaram resultados equivalentes para os 4 modelos. Assim, a escolha recaiu no “Modelo 4”. Em relação aos esforços admitidos no estudo dos elementos, tiveram-se em conta os momentos fletores na direção Y, provocados pelas ações horizontais na direção X.

A Tabela 4.12 representa os valores do somatório dos momentos fletores e do esforço transverso, ao nível da base do edifício, considerando os modelos com rigidez nominal e elástica. Relativamente aos resultados da viga escolhida para a análise, estes encontram-se na Tabela 4.13, considerando os momentos das duas extremidades da barra.

Tabela 4.12 – Esforços na secção da base dos elementos verticais devido à ação horizontal

Elemento	Rigidez Elástica		Rigidez Nominal		ΔV_x	ΔM_y
	V_x (Kn)	M_y (kN.m)	V_x (Kn)	M_y (kN.m)		
Caixas de Elevador	1231	34504	1654	46545	+34%	+34%
Pilares	949	5356	508	2980	-46%	-44%
Fachadas	2094	7294	2112	8793	+1%	+21%
Total	4274	47154	4274	58318		

Tabela 4.13 -Esforços na viga devido à ação horizontal

Elemento	Rigidez Elástica		Rigidez Nominal		ΔM_y	ΔM_y
	$M_y^{esq.}$ (kN.m)	$M_y^{dir.}$ (kN.m)	$M_y^{esq.}$ (kN.m)	$M_y^{dir.}$ (kN.m)		
Viga da Fachada	309	-286	161	-149	-53%	-53%

Nos resultados apresentados anteriormente, a variação do esforço de corte na base permite resultados iguais aos da Tabela 4.10, na qual apenas foi considerada a participação das ações horizontais. Verifica-se que a utilização do modelo nominal, tem como consequência, um maior envolvimento das caixas de elevador na rigidez lateral da estrutura, ao contrário do conjunto de pilares, que reduz a sua contribuição e das paredes de fachada onde não ocorrem alterações significativas. Em relação aos momentos fletores, a variação nas caixas e nos pilares é equivalente à dos esforços de corte. Existe, por isso, uma relação direta entre os momentos fletores e os esforços transversos. No caso dos pilares, existe uma diferença de apenas 2% que, pode ser justificada, pelo contributo da rigidez da laje na rigidez da ligação. Quanto ao somatório dos valores correspondente aos elementos na base das paredes de fachada, este já sofre um acréscimo significativo, comparativamente à variação do esforço de corte. Nele a relação entre os dois esforços não é direta, uma vez que as fachadas funcionam como um pórtico plano, onde a rigidez entre as vigas e as paredes varia, de forma desigual. A taxa de redução de rigidez nas vigas é superior à das

paredes, na generalidade das fachadas, o que leva a um acréscimo dos momentos fletores na base das paredes, e a uma redução nas vigas. Na Tabela 4.13, obteve-se a percentagem de 50% para redução dos momentos fletores, na extremidade de uma determinada viga de fachada.

Consideremos agora, a análise das estruturas, mas apenas sujeitas às ações verticais. Na Tabela 4.14 e Tabela 4.15, encontram-se os valores dos momentos fletores para os elementos verticais e para a viga, respetivamente. Estando os maiores deslocamentos da estrutura, associados à direção X, os momentos fletores mais condicionantes continuam a pertencer à direção Y do edifício.

Tabela 4.14 - Esforços na secção da base dos elementos verticais devido à ação vertical

Elemento	Rigidez Elástica		Rigidez Nominal		ΔV_x	ΔM_y
	V_x (Kn)	M_y (kN.m)	V_x (Kn)	M_y (kN.m)		
Caixas de Elevador	331	15478	345	16014	+4%	+4%
Pilares	252	1755	220	1493	-13%	-15%
Fachadas	978	2484	980	2990	+1%	+20%

Tabela 4.15 - Esforços na viga devido à ação vertical

Elemento	Rigidez Elástica			Rigidez Nominal			ΔM	ΔM	ΔM
	$M_{y_{esquerda}}$ (kN.m)	$M_{y_{meio}}$ (kN.m)	$M_{y_{direita}}$ (kN.m)	$M_{y_{esquerda}}$ (kN.m)	$M_{y_{meio}}$ (kN.m)	$M_{y_{direita}}$ (kN.m)			
Viga da fachada	-462	191	-167	-404	169	-205	-14%	-13%	-14%

Devido a ações verticais, o corte basal e os momentos fletores na base do edifício, apresentam valores inferiores aos esforços relativos às ações horizontais. O acréscimo de deslocamento horizontal da estrutura, quando sujeita à combinação de ações, não é significativo, comparativamente ao deslocamento provocado, apenas, pelas forças horizontais. Em relação à consideração dos dois modelos de análise, as conclusões são equivalentes ao cenário apresentado anteriormente. O modelo nominal leva a uma maior participação da caixa de elevador e uma redução do contributo dos pilares. Ao nível dos momentos fletores, há um acréscimo dos valores nas fachadas, sem variações no esforço de corte.

4.5. CONCLUSÕES

O estudo dos efeitos de segunda ordem, neste primeiro caso de estudo, permitiu avaliar a aplicabilidade do método da rigidez nominal, assim como a identificação de diversos aspetos importantes na análise destes efeitos. Sendo um projeto elaborado por um gabinete, valoriza e credibiliza os estudos efetuados. Estes basearam-se num caso real de um edifício e não numa estrutura idealizada, onde existe um maior controlo dos resultados obtidos.

No modelo estrutural utilizado na avaliação dos efeitos de segunda ordem, a consideração de aspetos relacionados com a modelação e o faseamento construtivo, tiveram impacto na análise destes efeitos.

A utilização de diferentes estratégias de modelação, levaram à utilização de elementos finitos de casca ou de barra para a simulação dos diferentes elementos estruturais.

No caso de elementos verticais, como paredes ou núcleos, os elementos finitos de casca utilizam-se frequentemente, pois permitem caracterizar de forma mais realista o comportamento real da estrutura. No entanto, quando é necessário alterar a rigidez de flexão, a rigidez axial varia. Desta forma, a utilização de elementos finitos de barra torna-se a estratégia mais adequada, uma vez que a alteração rigidez de flexão é realizada de forma direta nos diferentes elementos, sem alterar as restantes propriedades. Na estrutura que foi objeto de estudo, a utilização de elementos finitos de casca ou barra não foi significativa para a análise. Contudo, esta conclusão não se pode generalizar.

O faseamento construtivo, em geral, só afeta a deformação vertical dos edifícios. Porém, nos edifícios onde o centro de rigidez não coincide com o de massa, os deslocamentos verticais provocam rotação nos pisos. Estes levam à existência de deslocamentos horizontais que são agravados pelos efeitos de segunda ordem.

Na aplicação do método da rigidez nominal, as grandes dificuldades surgiram na caracterização da rigidez nominal da estrutura. A deformada dos pilares de elevada dimensão, encontra-se numa posição intermédia, entre a deformada que caracteriza uma parede e a de um pilar de uma estrutura porticada. Questionou-se, então, qual a estratégia a utilizar na caracterização da rigidez. Não existindo resposta na norma para este cenário, a utilização mais conservativa tornou-se a mais adequada na análise.

Desta forma, a rigidez mobilizada calculada pormenorizadamente, ou com a aplicação da Tabela 3.2, leva, normalmente, a uma maior quebra de rigidez, comparativamente à percentagem de, aproximadamente, 40% da rigidez inicial mencionada no anexo H do Eurocódigo 2.

A caracterização da rigidez dos pilares através da tabela proposta no capítulo anterior, apresenta resultados bastante próximos do modelo caracterizado pelo cálculo detalhado da rigidez nominal. Assim, a aplicação da tabela proposta ajusta-se a uma correta caracterização de rigidez.

Após o conhecimento dos efeitos de segunda ordem, a sua implementação nas estruturas caracterizadas por uma rigidez nominal ou elástica conduz a diferentes momentos fletores e forças de corte. Esta variação ocorre porque a percentagem de rigidez mobilizada é diferente, alternando entre valores até 10% em determinados pilares e 40% nas paredes e núcleos de rigidez.

5.

2º CASO DE ESTUDO

5.1. INTRODUÇÃO

Esta dissertação pretende desenvolver estratégias simplificadas para a caracterização nominal dos diferentes elementos e proporcionar a sua adequada utilização em projeto.

Neste capítulo pretende-se utilizar a estratégia proposta para o método da rigidez nominal num edifício já projetado e construído, com o intuito de avaliar a sua aplicabilidade em projeto. Os resultados obtidos serão analisados e comparados com o uso rigoroso do método da rigidez nominal.

A escolha do edifício foi realizada atendendo à importância dos efeitos de segunda ordem na elaboração do projeto de estruturas. A sua geometria irregular e o elevado nível de carregamento condicionam estes efeitos na análise.

5.2. DESCRIÇÃO DA ESTRUTURA

5.2.1. DESCRIÇÃO GERAL

O projeto de fundações e estruturas do edifício em análise, à semelhança do anterior, foi desenvolvido na empresa FASE – Estudos e Projectos, S.A. Este localiza-se no município de Oliveira de Azeméis e pretende ser uma ampliação de uma unidade fabril já existente.

A estrutura é constituída por um corpo central, com dimensões em planta de 37x29 m² e cerca de 29m de altura máxima; uma nave localizada a norte com uma dimensão de 29x29 m² e um pé direito de 9 m; e uma nave localizada a sul de dimensão 24x29 m² e um pé direito de 12. O corpo central destina-se a albergar diversos equipamentos industriais. A nave norte apresenta diversas zonas técnicas, bem como um corredor de circulação que se desenvolve na confrontação com o corpo central. A nave sul está reservada para o armazenamento de matéria prima, e contempla também uma área administrativa.

Os efeitos de segunda ordem exercem uma importância fundamental no corpo central do edifício, pois este apresenta uma elevada dimensão em altura e um nível de carregamento vertical maior relativamente à restante estrutura. O modelo de análise estrutural, desenvolvido pelo gabinete, foi efetuado no *software* SAP2000. Na Figura 5.1 e Figura 5.2 são apresentadas representadas duas perspetivas do modelo de cálculo que facilitam a interpretação da estrutura.



Figura 5.1 – Perspetiva 1 do modelo em *SAP2000*



Figura 5.2 - Perspetiva 1 do modelo em *SAP2000*

O edifício estará sujeito a uma diversidade de equipamentos, o que originou uma distribuição irregular dos pisos em altura, com a particularidade de estes nunca ocuparem a totalidade da área em planta. Na Figura 5.3, Figura 5.4 e Figura 5.5 encontram-se as plantas estruturais a diferentes cotas, sendo possível identificar os vários pilares. O corte A-A identificado na planta à cota +5.00 m, representa uma vista em alçado (ver Figura 5.6). Na Tabela 5.1 e Tabela 5.2 encontram-se representadas as seções dos pilares e das vigas com as respetivas armaduras.

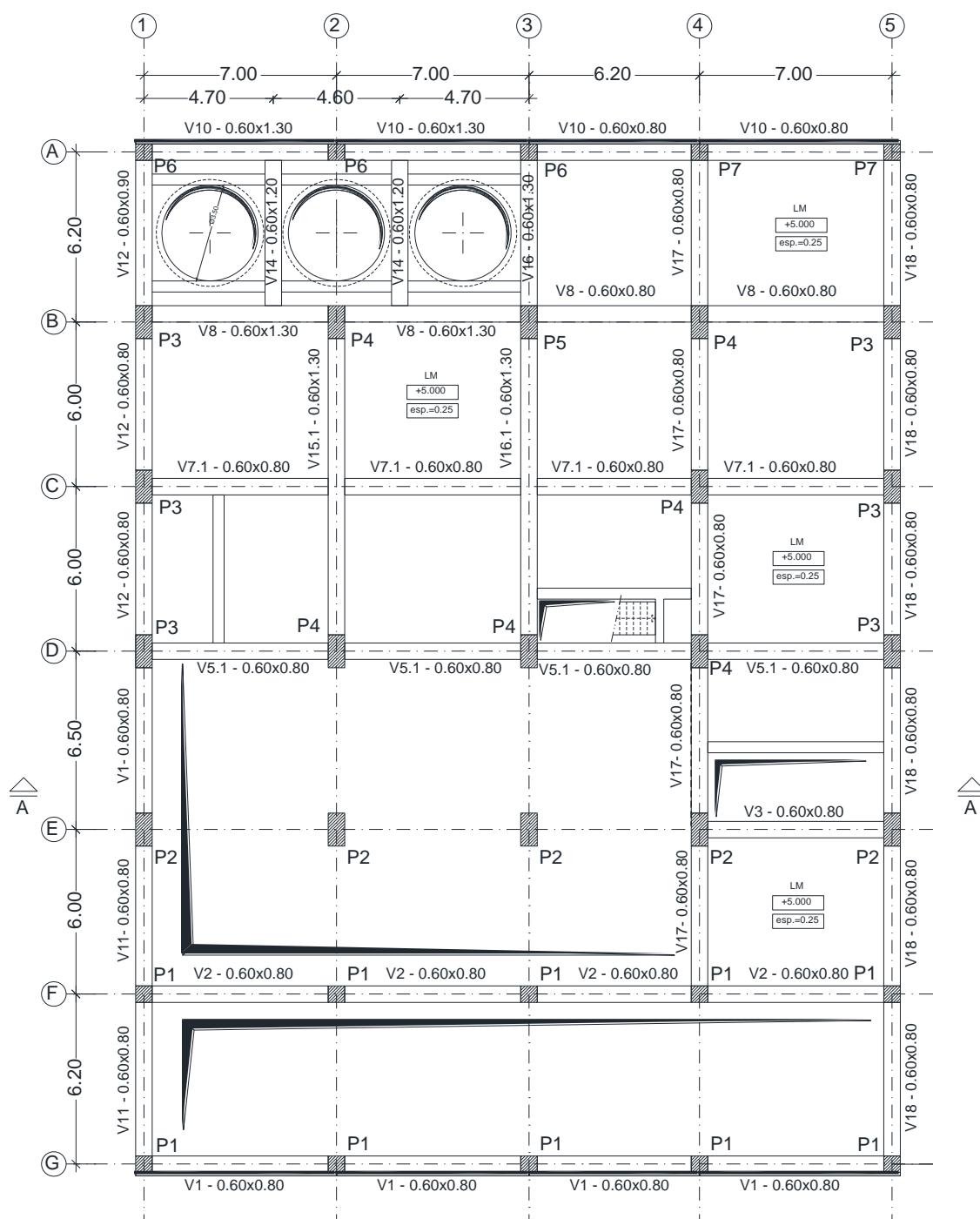


Figura 5.3 – Planta à cota +5,00m

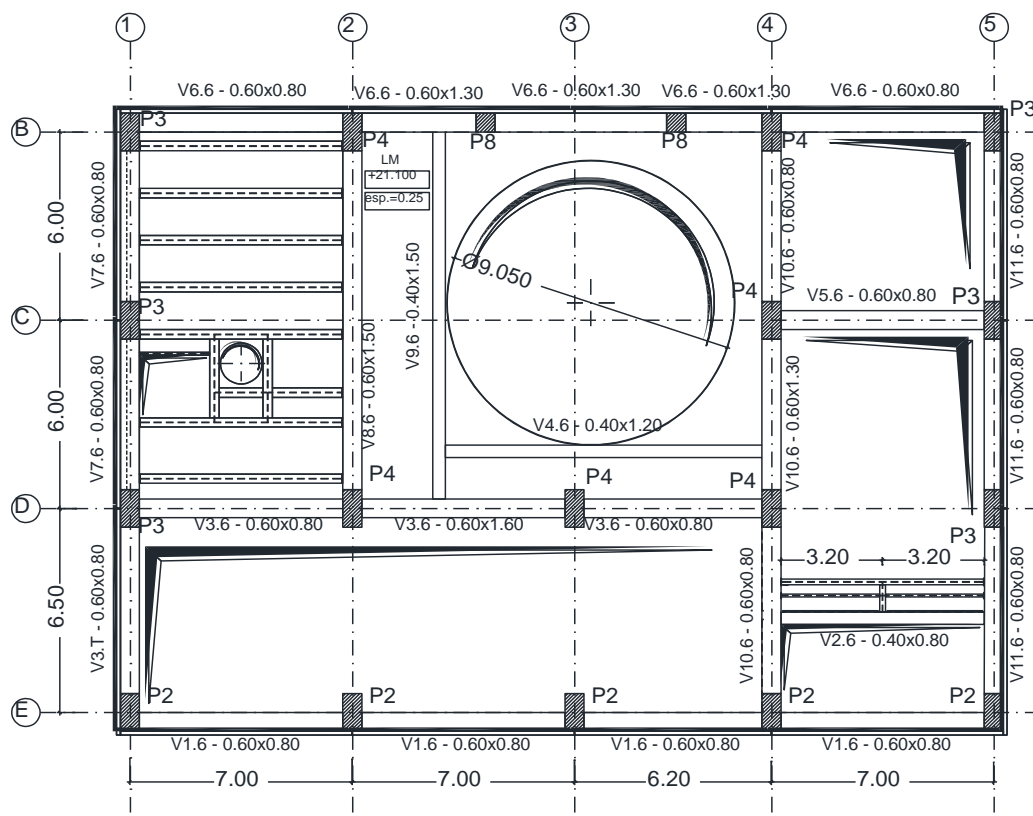


Figura 5.4 – Planta estrutural à cota +21,10m

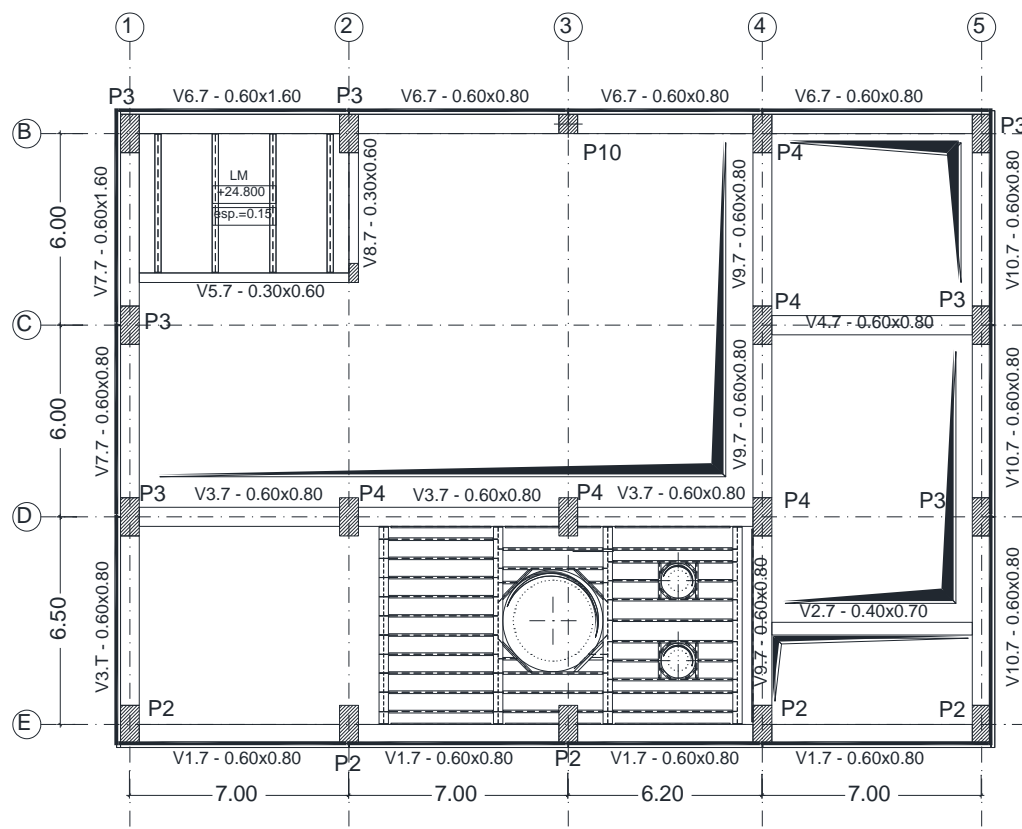


Figura 5.5 – Planta estrutural à cota +24,00m

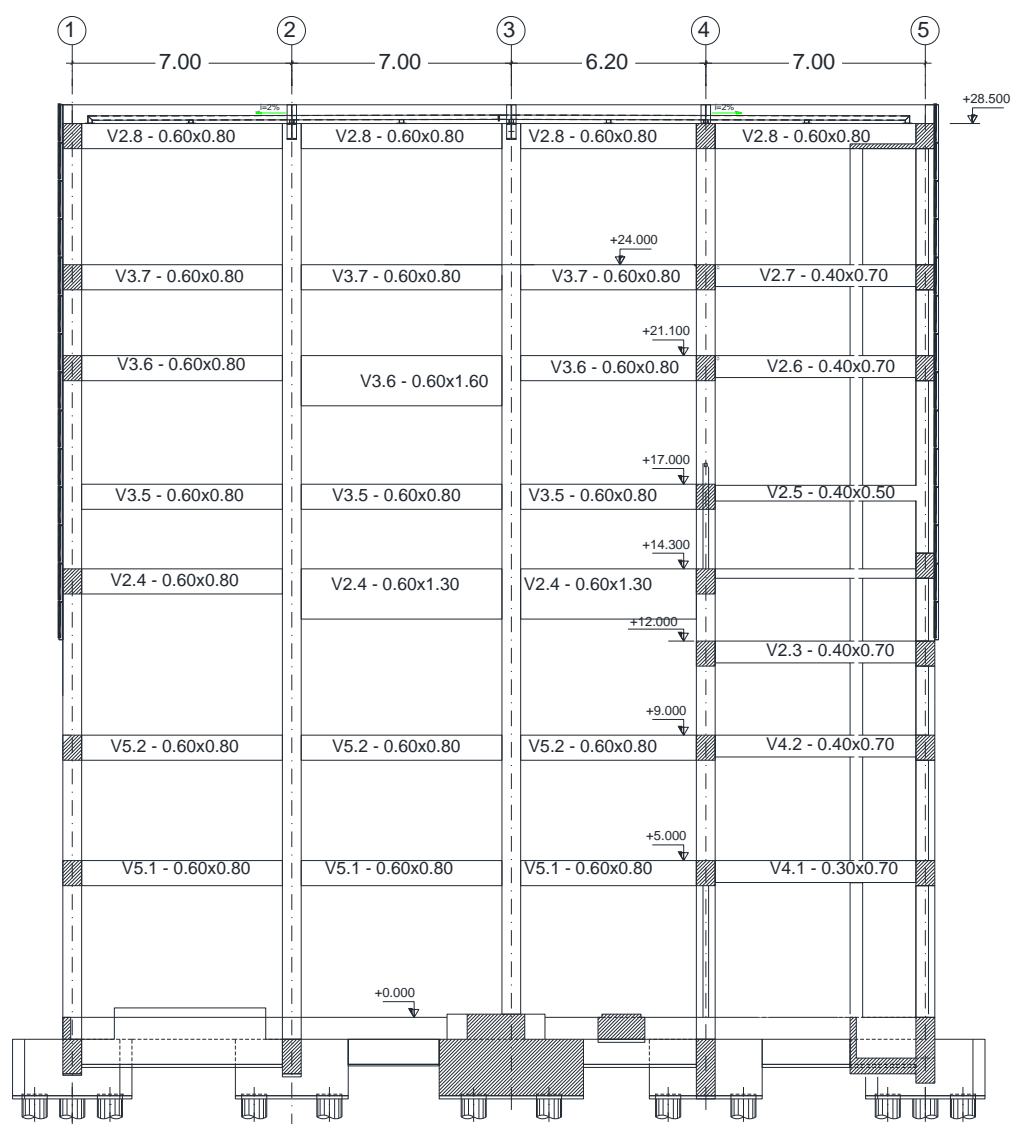
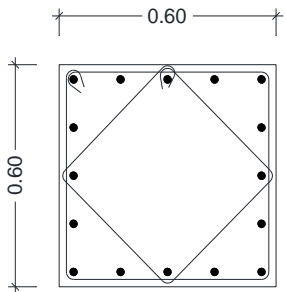
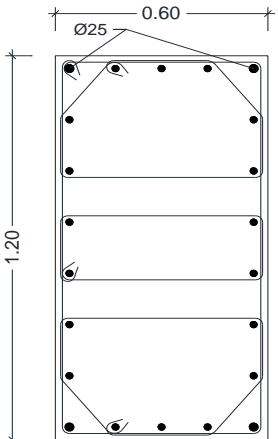
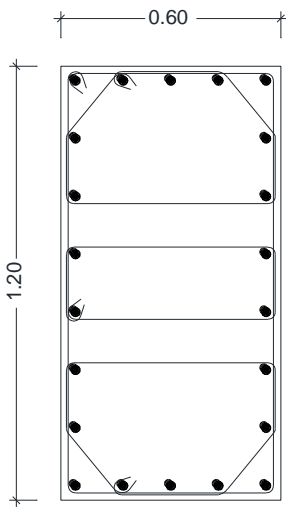
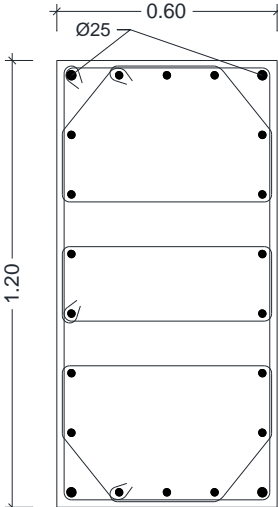


Figura 5.6 – Vista em Alçado (Corte A-A)

Tabela 5.1 – Quadro de pilares do corpo central do edifício

Pilar P1	Pilar P2
 <p>0,60</p> <p>0,60</p> <p>16Ø20 2 Cintas Ø8//0,15</p>	 <p>0,60</p> <p>Ø25</p> <p>1,20</p> <p>4Ø25+18Ø20 3 Cintas Ø8//0,15</p>
Cota 0,00 até 9,00 m	Cota 0,00 até 28,50 m
$\rho = 1,40\%$	$\rho = 1,00\%$
Pilar P3	
 <p>0,60</p> <p>1,20</p> <p>22Ø25 3 Cintas Ø8//0,15</p>	 <p>0,60</p> <p>Ø25</p> <p>1,20</p> <p>4Ø25+18Ø20 3 Cintas Ø8//0,15</p>
Cota 0,00 até 14,30 m	Cota 14,30 até 28,50 m
$\rho = 1,50\%$	$\rho = 1,00\%$

Pilar P4		
<p>22Ø25 3 Cintas Ø8//0.15</p>	<p>10Ø25+12Ø20 3 Cintas Ø8//0.15</p>	<p>4Ø25+18Ø20 3 Cintas Ø8//0.15</p>
Cota 0,00 até 14,30 m	Cota 14,30 até 21,10 m	Cota 21,10 até 28,50 m
$\rho = 1,50\%$	$\rho = 1,20\%$	$\rho = 1,50\%$
Pilar P5		
<p>22Ø25 3 Cintas Ø8//0.15</p>	<p>10Ø25+12Ø20 3 Cintas Ø8//0.15</p>	
Cota 0,00 até 14,30 m	Cota 14,30 até 17,00 m	
$\rho = 1,50\%$	$\rho = 1,20\%$	

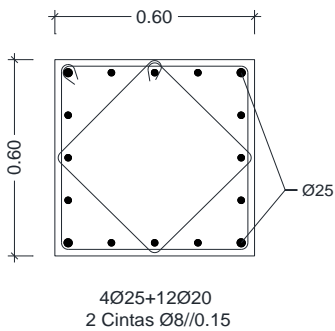
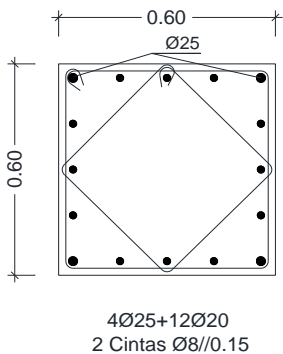
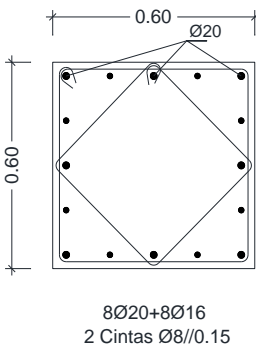
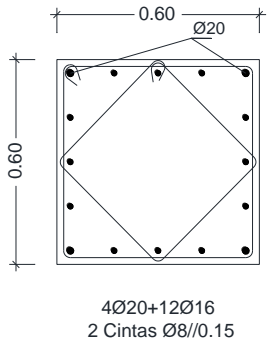
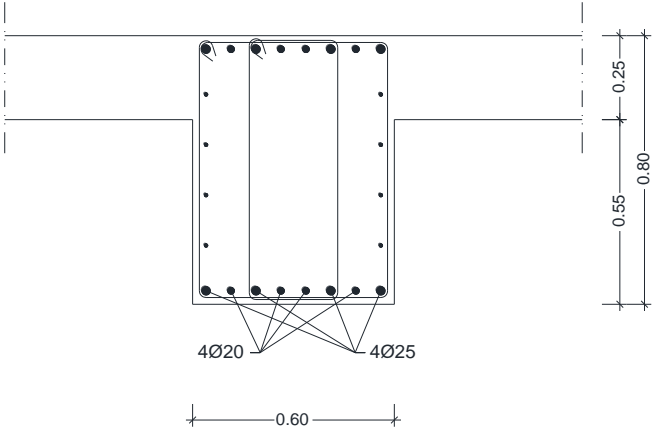
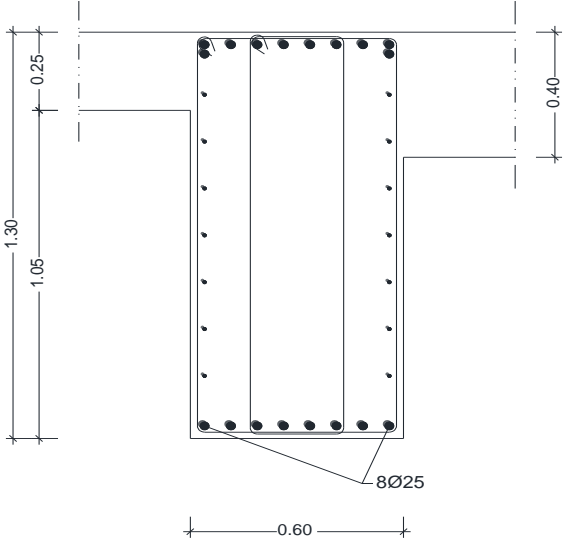
Pilar P6		
 <p>4Ø25+12Ø20 2 Cintas Ø8//0.15</p>		
Cota 0,00 até 9,00 m		Cota 9,00 até 14,30 m
$\rho = 1,50\%$		$\rho = 1,10\%$
Pilar P7	Pilar P8	Pilar P10
 <p>4Ø25+12Ø20 2 Cintas Ø8//0.15</p>		
 <p>8Ø20+8Ø16 2 Cintas Ø8//0.15</p>		
 <p>4Ø20+12Ø16 2 Cintas Ø8//0.15</p>		
Cota 0,00 até 9,00 m	Cota 17,00 até 21,10 m	Cota 21,10 até 28,50 m
$\rho = 1,60\%$	$\rho = 1,10\%$	$\rho = 1,00\%$

Tabela 5.2 – Quadro de vigas

V60x80	
	$\rho = 0,67\%$
V60x130	
	$\rho = 0,50\%$

As secções das vigas apresentadas correspondem à secção de meio vão, onde, normalmente, a taxa geométrica de armadura é menor. A consideração da secção de meio nem sempre é a mais adequada, visto os maiores momentos se encontrarem na zona dos apoios. Isto não significa que essa seja a zona onde se inicia a fendilhação, uma vez que existe uma maior quantidade de armadura. Em relação aos varões utilizados na análise, admitiram-se apenas os que se encontram em zona tracionada, neste caso, os varões da face inferior das vigas.

5.2.2. CARACTERIZAÇÃO DOS MATERIAIS

Os materiais utilizados na estrutura em estudo encontram-se esquematizados na Tabela 5.4.

Tabela 5.3 - Características dos materiais

Elementos Estruturais	Características do material
Fundações	Betão – C25/30
Elementos Estruturais	Betão – C30/37
Armaduras ordinárias	Aço – A500 NR

5.2.3. AÇÕES CONSIDERADAS

As ações consideradas no projeto de estruturas e fundações foram admitidas segundo o Regulamento de Segurança e Ações para Estruturas de Edifícios e Pontes. Na Tabela 5.4 encontram-se as ações verticais aplicadas no corpo central do edifício.

Tabela 5.4 – Ações verticais no corpo central

Elemento	Carga
Peso próprio da laje maciça ($e=0,25m$)	6,25 kN/m ²
Revestimentos	1,00 kN/m ²
Paredes Divisórias	3,50 kN/m ²
Sobrecarga	10 kN/m ²
Equipamentos	De acordo com o plano de cargas definido pelo fornecedor

Relativamente ações horizontais consideradas no modelo, admitiu-se apenas a presença da ação do vento, a que corresponde um valor de pressão dinâmica variável entre os 0,90 kN/m² e os 1,25 kN/m². A ação sísmica não foi abordada nesta análise, pois o seu estudo rigoroso é efetuado de acordo com o Eurocódigo 8 (CEN 2010).

As imperfeições geométricas aplicaram-se através de forças concentradas nas interseções entre os pilares e as vigas. Estipulou-se o mesmo valor para todos os nós de interseção de cada piso, conforme a Tabela 5.5.

Tabela 5.5 – Imperfeições geométricas no 2º caso de estudo

Cota	Forças horizontais equivalentes (kN)	
	Direção X	Direção Y
+5,0	23,35	28,00
+9,0	10,00	10,67
+14,3	22,00	17,35
+21,1	15,35	12,00
+28,5	10,00	8,00

5.3. ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Neste caso de estudo, a inexistência de elementos de elevada rigidez, como paredes ou núcleos, leva a uma deformada em pórtico, correspondente ao primeiro modo de encurvadura (ver Figura 5.7). A abordagem dos efeitos de segunda ordem de edifícios com este tipo de comportamento estrutural baseia-se na consideração de uma rigidez nominal para os diferentes elementos estruturais. Neste subcapítulo pretende analisar-se estes efeitos através do cálculo do fator de amplificação β_2 . O cálculo da rigidez nominal foi feito segundo uma análise detalhada para cada um dos elementos estruturais e através das tabelas propostas no capítulo 3, efetuando-se uma nova validação da Tabela 3.2.

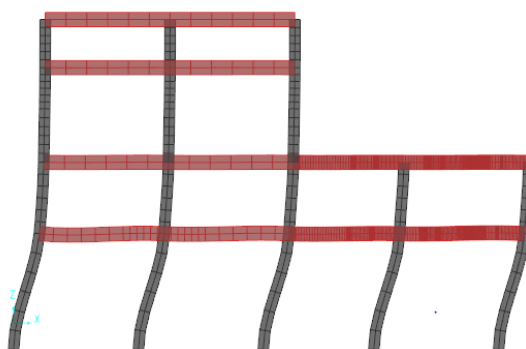


Figura 5.7 – Deformada do primeiro modo de encurvadura

5.3.1. CARACTERIZAÇÃO DA RIGIDEZ NOMINAL

Na caracterização da rigidez nominal dos pilares e vigas, o conhecimento das percentagens geométricas de armadura apresentadas nas Tabela 5.1 e Tabela 5.2, respetivamente, é um dos parâmetros mais importantes na sua análise.

A solução de armadura nas vigas apresenta uma taxa geométrica próxima dos 0,50%. Em alguns casos, este valor é um pouco superior. Esta percentagem será considerada, de forma conservativa, para estimar a redução de rigidez em todos os elementos. Na Tabela 3.3, a uma taxa geométrica de armadura de 0,50, corresponde uma rigidez mobilizada de, aproximadamente, 10%.

Em relação aos pilares, numa primeira análise, será elaborado o cálculo da redução de rigidez através da aplicação da expressão 3.7 a cada um dos elementos. Para efetuar este cálculo, recorreu-se a uma folha de cálculo automática, que o realiza de forma rápida e eficiente. Numa segunda abordagem, a rigidez mobilizada será obtida através da aplicação da Tabela 3.2. Neste caso, é necessário o conhecimento do esforço normal reduzido e da taxa geométrica de armadura apresentados, de forma esquemática, na Tabela 5.6 e Tabela 5.7, respetivamente. Na Tabela 5.8 encontram-se os valores propostos para a rigidez mobilizada nos pilares.

Tabela 5.6 – Variação do esforço normal reduzido em altura

Cota	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10
+24,00		0,05	0,05	0,04				0,11	0,04
+21,10		0,10	0,06	0,10					0,07
+17,00		0,12	0,09	0,25					
+14,30		0,19	0,11	0,30	0,09	0,05			
+12,00		0,19	0,17	0,42	0,19	0,09			
+9,00		0,22	0,26	0,43	0,20	0,11			
+5,00	0,15	0,30	0,34	0,47	0,24	0,16	0,10		
Base	0,27	0,32	0,43	0,73	0,49	0,42	0,25		

Tabela 5.7 – Variação da taxa geométrica de armadura em altura

Cota	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10
+24,00		1,00%	1,00%	1,00%					1,00%
+21,10									
+17,00			1,20%			1,10%			
+14,30									
+12,00									
+9,00									
+5,00	1,40%	1,50%	1,50%	1,50%	1,10%				
Base					1,60%				1,60%

Tabela 5.8 – Variação da rigidez nominal mobilizada em altura, de acordo com a Tabela 3.2

Cota	P1	P2	P3	P4	P5	P6	P7	P8	P10
+24,00		10%	10%	10%				10%	10%
+21,10		10%	10%	10%					10%
+17,00		10%	10%	15%					
+14,30		10%	10%	15%	10%	10%			
+12,00		10%	15%	18%	10%	10%			
+9,00		15%	15%	18%	18%	10%			
+5,00	12%	15%	15%	18%	18%	15%	13%		
Base	17%	15%	15%	20%	18%	18%	18%		

Nos casos onde existem vários pilares com a mesma secção, considerou-se, para o cálculo do esforço normal reduzido o elemento com menor esforço axial, uma vez que provoca a menor mobilização de rigidez.

5.3.2. CÁLCULO DO COEFICIENTE DE AMPLIFICAÇÃO

O fator de carga da estrutura foi obtido tendo em conta as caracterizações efetuadas anteriormente. Em relação aos pilares, consideraram-se as duas análises apresentadas no ponto anterior. No que diz respeito às vigas, a proposta de rigidez mobilizada foi de 10%, correspondente a uma taxa geométrica de armadura de 0,5%. Devido à incerteza associada à caracterização da rigidez deste elemento, além da rigidez mobilizada de 10%, foram consideradas outras de 5% e 15%, com o objetivo de perceber a importância das vigas na estrutura em análise.

Tabela 5.9 – Fator de carga e respetivos fatores de amplificação

Tipo de caracterização	Rigidez mobilizada nas vigas					
	5%		10%		15%	
	Fator de Carga	β_2	Fator de Carga	β_2	Fator de Carga	β_2
Tabela 3.2	4,12	1,32	4,56	1,28	4,78	1,26
Expressão 3.7	4,20	1,31	4,69	1,27	4,94	1,25

A caracterização da rigidez através da tabela proposta no capítulo 3, apresenta resultados muito próximos da consideração da rigidez nominal, definida na expressão 3.7.

Apesar de existir uma ligeira diferença no valor do coeficiente de amplificação obtido através das duas estratégias, na abordagem proposta, ele é superior. Torna-se, assim, mais conservativo em relação à

segunda abordagem. A mobilização de 5% e 10% da rigidez das vigas, leva a um acréscimo de 4% no fator de amplificação, o que não representa alterações significativas na solução final de armaduras.

A análise efetuada anteriormente foi elaborada na direção da deformada do primeiro modo global de encurvadura, (ver Figura 5.8). Esta é a direção que apresenta menor rigidez lateral, estando assim mais sujeita aos efeitos em análise. Na direção perpendicular, o fator de carga associado apresenta um valor elevado, levando a efeitos de segunda ordem desprezáveis comparativamente aos de primeira. Nesta direção, além do edifício apresentar uma maior rigidez, a existência das duas naves laterais conduz a um maior contraventamento da estrutura.

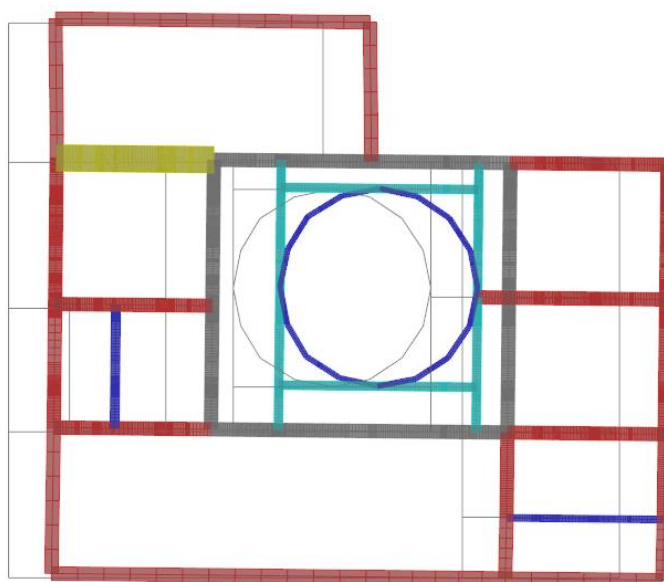


Figura 5.8 – Deformada correspondente ao primeiro modo de encurvadura

5.3.3. CONSIDERAÇÃO DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

Na restante análise estrutural, a amplificação das ações horizontais considerada, corresponde ao cenário onde a mobilização da rigidez das vigas foi de 10% e a dos pilares caracterizada pela Tabela 5.8. Assim, o valor obtido foi de $\beta_2=1,28$.

Neste ponto pretende-se avaliar a implicação dos efeitos de segunda ordem na estrutura com a rigidez elástica inicial ou nominal, utilizada na análise de segunda ordem. Sendo as vigas e pilares os principais elementos de uma estrutura porticada, a variação dos esforços obtidos não deve ser muito diferente, pois a redução de rigidez de ambos é relativamente a mesma.

No caso das vigas a mobilização foi de 10%, enquanto nos pilares varia entre 10% e 20%, aproximadamente. Na Tabela 5.10 encontram-se os valores do momento fletor e esforço axial na base de vários pilares, considerando os dois modelos, caracterizados pela rigidez utilizada.

Tabela 5.10 – Esforços na base dos pilares considerando modelo elástico e nominal

Elemento	Rigidez Elástica		Rigidez Nominal		M_{Ed}	N_{Ed}
	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)	M_{Ed} (kN.m)	N_{Ed} (kN)		
Pilar P5	-21	-1829	-24	-1732	14%	5%
Pilar P6	56	-2790	58	-2659	4%	5%
Pilar P7	88	-2331	94	-2307	7%	1%

No modelo com rigidez nominal obtiveram-se valores do esforço axial inferior aos obtidos com o modelo com rigidez inicial, no entanto a variação deste esforço não ultrapassa os 5%. Relativamente aos momentos fletores obtiveram-se valores de momento superior com o modelo caracterizado pela rigidez nominal com variação entre 4 e 14%. Importa referir, no entanto, que, face às secções dos pilares, o valor destes momentos não é condicionante no dimensionamento das armaduras dos pilares.

5.4. CONCLUSÕES

Ao longo deste capítulo concluiu-se que o método caracterizado por uma rigidez nominal, pode ser aplicado, de forma eficiente, em projeto de estruturas. A caracterização da rigidez nominal, elaborada a partir das simplificações apresentadas ao longo da dissertação, e o cálculo da carga de encurvadura, através do *SAP2000*, permitem uma determinação rigorosa dos efeitos de segunda ordem.

A estrutura analisada não apresenta elementos de contraventamento, o que significa que a rigidez lateral é apenas assegurada pelo efeito de pórtico. Neste cenário, os valores de percentagem de rigidez mobilizada nos pilares e vigas não apresentam diferenças significativas, conduzindo a esforços finais de dimensionamento semelhante, considerando os modelos de rigidez nominal e elástica inicial.

6. CONCLUSÕES

6.1. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Ao longo desta dissertação, verificou-se que os efeitos de segunda ordem podem condicionar o dimensionamento estrutural de um edifício. Uma avaliação rigorosa destes efeitos é bastante complexa, abrangendo uma análise não-linear geométrica e o comportamento não-linear do material, que implicam um processo iterativo na obtenção do equilíbrio da estrutura face às ações de solicitação. Com o objetivo de ultrapassar esta dificuldade, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) propõe a utilização de duas metodologias simplificadas para quantificar estes efeitos. Por um lado, o método da curvatura nominal, que se utiliza, fundamentalmente em elementos isolados sujeitos a força normal constante. Por outro lado, o método da rigidez nominal, utilizado no estudo da generalidade das estruturas, com especial destaque para os edifícios. Esta última metodologia foi objeto de análise ao longo deste trabalho, no qual se procurou analisar as vantagens e desvantagens da sua aplicação, salientando a sua utilização em projeto de estruturas.

O método baseado na rigidez nominal é o mais adequado para avaliar os efeitos globais de segunda ordem em edifícios. A utilização dos valores nominais de rigidez de flexão propostos na regulamentação, pretendem simular, adequadamente, os efeitos de fendilhação, da não linearidade dos materiais e da fluência do betão. Estes são contabilizados ao nível dos pilares, mas também nos elementos adjacentes. A utilização destes efeitos na análise é conseguida com a aplicação de um coeficiente de amplificação de ações, cujo cálculo depende da carga global de encurvadura, baseada na rigidez nominal.

Para o cálculo da carga global de encurvadura, também designada por carga crítica, os programas de cálculo automático de análises de estruturas, nomeadamente, o *SAP2000*, apresentam resultados muito aproximados aos valores obtidos analiticamente. No entanto, verificou-se que a sua utilização, requer vários cuidados na modelação dos elementos, designadamente ao nível de discretização. Para elementos de contraventamento em consola, a discretização em 3 elementos e uma redução em 60% da altura representam uma adequada aproximação do valor real da carga de encurvadura. Na análise de pórticos, concluiu-se que, na sua generalidade, a rigidez dos pilares apresenta um peso maior na carga global de encurvadura em relação aos restantes elementos estruturais. No entanto, à medida que ocorre um acréscimo do número de pisos, as vigas adquirem maior relevo, aproximando-se da influência dos pilares, o que evidencia o efeito de pórtico da estrutura.

A caracterização da rigidez dos diferentes elementos estruturais é o processo mais complexo na análise, devido à incerteza associada ao comportamento dos diferentes elementos. Para aproximar os resultados da realidade, o Eurocódigo 2 (CEN 2010) propõe uma caracterização individual para cada um deles. Para elementos comprimidos esbeltos, nomeadamente pilares de edifícios, a norma apresenta uma caracterização detalhada, associada às características geométricas e materiais da seção de betão armado

e aos esforços atuantes. A aplicação desta caracterização em projeto evidencia a necessidade de utilizar ferramentas de cálculo automático, visto ser necessário efetuar diversos cálculos para cada um dos pilares da estrutura. Complementarmente, elaborou-se uma tabela resumo para aplicação direta, com percentagens de rigidez mobilizada, em função do esfoço normal reduzido, da taxa geométrica de armadura e da disposição da armadura. Para os exemplos estudados ao longo da dissertação, a utilização da tabela proposta conduziu a resultados satisfatórios, relativamente ao cálculo mais rigoroso da rigidez. Para a rigidez das vigas, o Eurocódigo não apresenta uma metodologia detalhada para o cálculo. Na ausência de análises não lineares, este propõe, de forma conservativa, a consideração da secção fendilhada de betão. (cálculo em fase 2). Esta solução é adotada no comprimento total da viga, sendo a rigidez calculada para a secção crítica, que normalmente corresponde à zona dos apoios ou à de meio vão. Para otimizar o tempo de cálculo da rigidez mobilizada nas vigas, propôs-se uma tabela resumo que a caracteriza em função da taxa geométrica de armadura. Esta proposta, também foi adotada nos exemplos estudados e, apesar de conservativa, permite captar uma percentagem do efeito de pórtico, na rigidez lateral das estruturas. Em relação aos elementos com deformada do tipo consola, paredes ou núcleos de rigidez, a percentagem de rigidez mobilizada é de 40% da inicial.

Na caracterização da rigidez de pilares alongados, onde uma das dimensões é consideravelmente superior à outra, questiona-se a estratégia a adotar. Quando a sua deformada se aproxima da de uma consola, o diagrama de momentos fletores é linear e máximo na base. Assim, a fendilhação do elemento, ocorre essencialmente na zona próxima da base. Neste cenário, a consideração de uma rigidez mobilizada igual a 40% da inicial, representa a solução mais adequada. Se a deformada da estrutura se aproximar da de um pórtico, a fendilhação ocorre ao nível de cada piso, visto que o diagrama de momentos fletores apresenta uma distribuição triangular simétrica. Nesta situação, a rigidez dos pilares é caracterizada através da expressão do Eurocódigo para elementos comprimidos esbeltos. Na maioria dos casos, a deformada da estrutura encontra-se numa posição intermédia, dos casos anteriormente apresentados. Nestas situações, não existindo proposta de resolução no regulamento, a consideração da segunda análise, anteriormente apresentada, leva a resultados mais conservativos, visto os níveis de redução de rigidez serem superiores aos 60% da outra metodologia.

Após a obtenção dos fatores de amplificação das ações horizontais, analisou-se a influência da caracterização da rigidez nos modelos de análise estrutural, uma vez que este aspeto se encontra omissa no Eurocódigo. Nos casos de estudo, verificou-se que nas estruturas contraventadas por paredes ou núcleos, a rigidez nominal penaliza os esforços nestes elementos, aliviando os esforços nos que apresentam uma quebra de rigidez superior. Na maioria dos cenários, isto acontece aos pilares. Para sistemas de contraventamento constituídos apenas por pórticos, a percentagem de redução é semelhante em todos os elementos estruturais, não existindo variações de esforços, com a aplicação dos dois modelos de análise.

O estudo dos efeitos de segunda ordem, nos casos de estudo apresentados, permitiu avaliar a aplicabilidade do método da rigidez nominal, assim como identificar diversos aspetos importantes na análise destes efeitos. O facto de serem projetos já elaborados por um gabinete, valoriza e credibiliza os estudos efetuados, pois baseiam-se em caso reais de estruturas, onde não existe um controlo dos resultados como nos casos idealizados. Possibilitam, assim, a identificação de diversas dificuldades na aplicação que ocorrem no desenvolvimento projeto de estruturas.

6.2. DESENVOLVIMENTOS FUTUROS

Após o desenvolvimento deste trabalho, identificaram-se alguns aspetos que, não fazendo parte dos objetivos definidos inicialmente, permitiriam completá-lo e enriquecê-lo através da sua consideração. Assim, destacam-se os seguintes pontos:

- Realizar um estudo mais aprofundado que contemple a variação dos esforços ao longo do seu comprimento, aquando da caracterização da rigidez nominal das vigas;
- Aplicar as estratégias apresentadas a novos edifícios e confrontar os resultados obtidos com valores de análises mais detalhadas, possivelmente com a utilização de análises não lineares.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

Barros, R. C. (2003) *Análise Elástica de 2ª Ordem de Pórticos Planos em Calculadora Programável*, 3º Congresso Luso Moçambicano de Engenharia, Maputo, Moçambique

Barros, R. C. (2006) *A Não-Linearidade Geométrica na Análise de Estruturas Elásticas.*, Documento de apoio à disciplina de Teoria de Estruturas 2, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Braz César, M. (2004) *Estudos Paramétricos sobre a Instabilidade de Pórticos Metálicos Bidimensionais e Tridimensionais.*, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia Universidade do Porto.

CEN (2010) *Eurocódigo 2 -Projecto de Estruturas de Betão Parte 1-1: Regras gerais e regras para edifícios.* Caparica: Instituto Português da Qualidade.

CEN (2010) *Eurocódigo 8 - Projecto para Estruturas para Resistência aos Sismos Parte 1: Regras gerais, acções sísmicas e regras para edifícios.*, Caparica: Instituto Português da Qualidade.

FASE - Estudos e Projetos, S. A. (2014) *Projecto de Execução.*, FASE - Estudos e Projetos, S.A.

FASE - Estudos e Projetos, S. A. (2015) *Relatório de Progresso - Registo Fotográfico.*, FASE - Estudos e Projetos, S.A.

Ferreira, A. [et al] (2008) *Dimensionamento de Pilares Esbeltos Segundo o Eurocódigo2. Caso da obra Swedwood-Ikea.*, Actas do Encontro Nacional de Betão Estrutural (BE2008), Guimarães.

Figueiredo, E. and R. C. Barros (2005) *Estabilidade de Estruturas Reticuladas Planas de Peças Lineares pelo Método dos Elementos Finito*, Congresso Luso Moçambicano de Engenharia, Maputo, Moçambique

Mendes, V. D. S. (2008) *Análise dos Efeitos de Segunda Ordem em Estruturas de Betão Armado com Base nos Métodos Simplificados do EC2.*, Tese de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Reis, A. and D. Camotim (2000) *Estabilidade Estrutural*, McGraw-Hill INTERAME.

Reis, J. P. L. A. G. (2014) *Estudos dos Efeitos do Faseamento Construtivo em Edifícios Altos com Diferentes Soluções Estruturais.*, Tese de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Teixeira, A. M. C. (2008) *Análise dos Efeitos de Segunda Ordem de Estruturas de Edifícios de Betão Armado - Avaliação da Aplicação em Projecto das Metodologias Preconizadas no EC2.*, Tese de Mestrado Integrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

Vaquinhas, H. M. R. (2014) *Avaliação dos Efeitos de Segunda Ordem em Edifícios com Paredes de Betão Armado*, Tese de Mestrado, Instituto Politécnico de Setúbal.

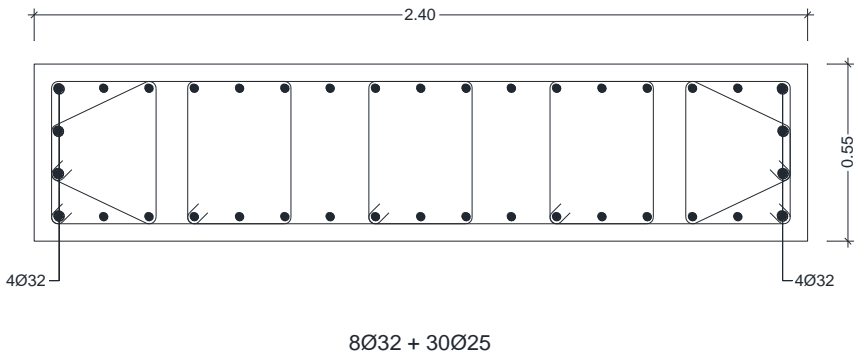
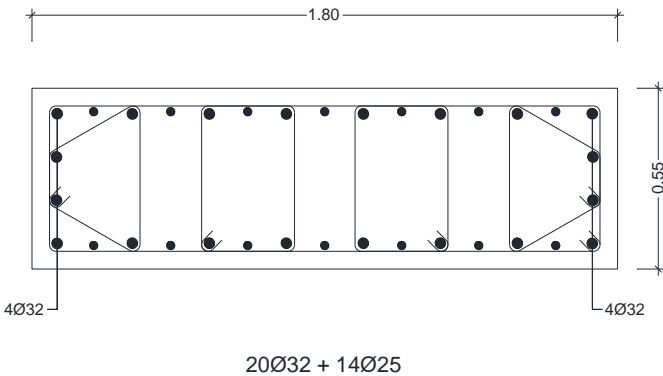
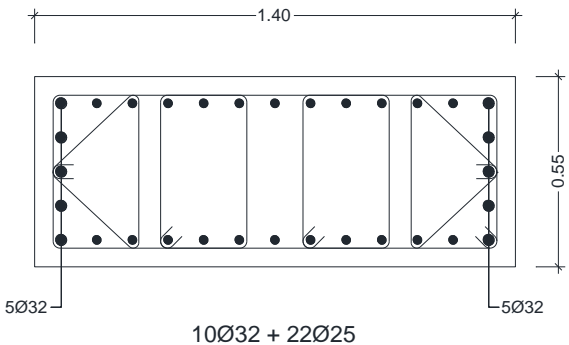
Vila Pouca, N. S. (1992) *Mobilidade das Estruturas de Betão Armado na Análise à Envurvadura.*, Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto.

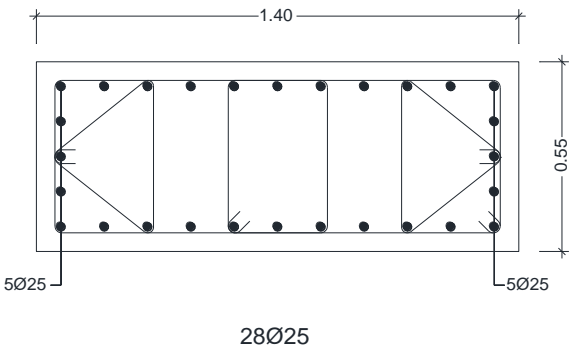
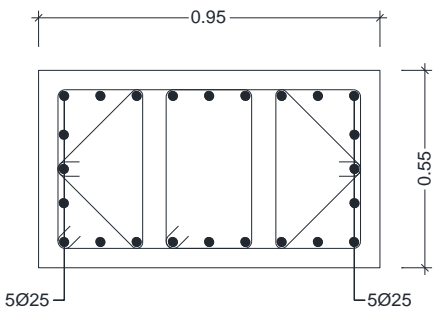
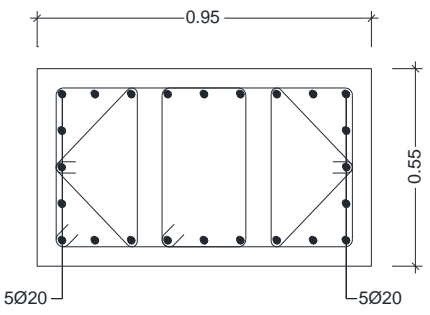
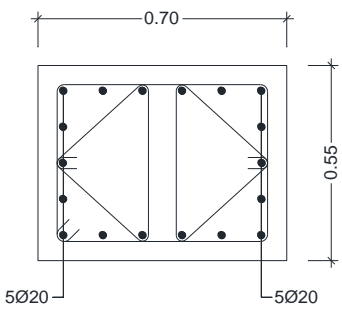
Westerberg, B. (2004) *Second order effects in slender concrete structures—background to the rules in EC2.*, KTH civil and architectural engineering, Stockholm. Internal report.

Wilson, E. L. (2002) *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures.*, California.

ANEXOS

SOLUÇÕES DE ARMADURAS PARA O GRUPO P1 DO 1º CASO DE ESTUDO

Grupo P1	
 <p>2.40</p> <p>0.55</p> <p>4Ø32</p> <p>8Ø32 + 30Ø25</p>	Fundação – Piso 1
	$\rho = 1,60\%$
 <p>1.80</p> <p>0.55</p> <p>4Ø32</p> <p>20Ø32 + 14Ø25</p>	Piso 1 – Piso 4
	$\rho = 2,32\%$
 <p>1.40</p> <p>0.55</p> <p>5Ø32</p> <p>10Ø32 + 22Ø25</p>	Piso 4 – Piso 6
	$\rho = 2,45\%$

 <p>1.40</p> <p>0.55</p> <p>5Ø25</p> <p>28Ø25</p>	<p>Piso 6 – Piso 9</p>
	<p>$\rho = 1,78\%$</p>
 <p>0.95</p> <p>0.55</p> <p>5Ø25</p> <p>24Ø25</p>	<p>Piso 9 – Piso 11</p>
	<p>$\rho = 2,25\%$</p>
 <p>0.95</p> <p>0.55</p> <p>5Ø20</p> <p>24Ø20</p>	<p>Piso 11 – Piso 14</p>
<p>2</p>	<p>$\rho = 1,44\%$</p>
 <p>0.70</p> <p>0.55</p> <p>5Ø20</p> <p>18Ø20</p>	<p>Piso 14 – Piso 20</p>
	<p>$\rho = 1,47\%$</p>